

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA AMBIENTAL**



**ALCANTARILLADO DOMESTICO PUCALLPA**  
**TESIS PARA OPTAR LOS TITULOS DE BACHILLER EN**  
**INGENIERIA SANITARIA E INGENIERIA SANITARIA**

PRESENTADO POR:

**ALEJANDRO ALVARADO RIOS**

PROMOCION 1961

LIMA-PERÚ

1963

## PROYECTO DE DESAGUES

### P U C A L L P A.

#### G E N E R A L I D A D E S :

OBJETO.- El presente proyecto tiene por objeto resolver en forma técnica económica la eliminación de desagües para aguas negras.

#### PARTES DE QUE CONSTA EL PROYECTO.-

- 1.- Memoria Descriptiva.
- 2.- Planos.- Que comprenden
  - a) - Plano General a Curvas de Nivel del lugar, con ubicación de la Red de Desagües, Buzones y Plantas de Bombeo.
  - b) - Esquemas Generales de las Redes de las cinco zonas consideradas con indicación de la Dirección de Flujo, Longitud de Colectores, Pendiente de los mismos, Diámetros de las tuberías, Buzones con su numeración y Cotas de superficie y de Fondo de los mismos.
  - c) - Perfiles Longitudinales de los Colectores y Emisores.
  - d) - Plano de Detalle de las Tuberías de los Emisores.
  - e) - Planos de tipo de buzones a construirse.
  - f) - Planos de las Estaciones de Bombeo.
    - I/- Cortes.
    - II.- Estructuras.
- 3.- Metrado y Presupuesto.
- 4.- Especificaciones Técnicas para la ejecución del Proyecto.

# PROYECTO DE DESAGUE DE LA CIUDAD DE PUCALIPA

## MEMORIA DESCRIPTIVA

### C A P I T U L O    I

#### GENERALIDADES :

La ciudad de Pucallpa del Distrito de Callarfa es capital de la provincia de Coronel Portillo del Departamento de Loreto.

Se encuentra ubicada a orillas del Río Ucayali, en la margen izquierda, sobre un inmenso manto de arcilla. Esta considerada como el segundo puerto fluvial de nuestra amazonía.

Su situación geográfica está definida por sus coordenadas que son 8°23'33" de latitud Sur y 74°31'48" de longitud Oeste de Greenwich.

Por su situación tiene valor estratégico militar.

Tiene una altitud media de 155 metros sobre el nivel del mar, lo que puede corroborarse en los 2 B. M. que han sido colocados por el Servicio Geográfico Militar y que tienen la siguiente clave, ubicación y cota.

- 1.- B. M. Q. - 355 - En la Plaza de Armas, esquina Oeste, cota 154.02 metros.
- 2.- B. M. P. - 355 - En el campo de aviación, sobre la vereda del edificio de la CORPAC, cota 156.85 metros.  
Además el S.E.S.P. ha colocado los siguientes B. M.
  - B. M. En el cruce de los jirones Libertad y Alfonso Ugarte, esquina sur, cota 155.66 metros.
  - B. M. En la carretera a la altura del kilómetro 2.5, en el lado izquierdo (cerca a la reja de la Quinta Peter), cota 154.87 metros.
  - B. M. En el cruce la Avenida Saenz Peña con la calle Junín, esquina sur, cota 153.98 metros.
  - B. M. En la Planta de Agua Potable, en el Jirón Ramón Castilla

(cerca a la esquina con el Jirón Manco Capac), cota 156.78 - metros.

Su clima como régimen de lluvias, corresponde a los de la zona tropical.

Es un centro industrial y comercial importante, siendo además el nexo entre el Océano Pacífico y el Atlántico por su condición de ser final de carretera y principio de navegación fluvial, su industria principal es la madera, ultimamente ha tomado auge la explotación del petróleo, agregándose a esto la demostración hecha por el SIPA como zona apta para la ganadería.

#### TOPOGRAFIA :

A pesar de estar Pucallpa ubicada en la zona selvática, la zona que ocupa es muy accidentada, existiendo varias hondanadas ó cañones que sirven de drenaje natural para las fuertes precipitaciones pluviales, siendo 3 las que drenan directamente al río, estas en época de creciente del Río Ucayali se inundan, lo que ha obligado a que en el presente proyecto se empleen plantas de bombeo de desagüe y a que la Oficina Nacional de Planeamiento y Urbanismo modifique el plano regulador de la ciudad de modo que se han abierto nuevas calles ó se han modificado las manzanas ubicadas en las zonas bajas de la población.

#### HIDROGRAFIA :

El Río Ucayali corre aproximadamente en dirección Sur-Norte y en forma paralela a la ciudad que está situada en su ribera izquierda.

El Ucayali es un río que permanentemente lleva un gran volumen de agua. Su ancho superficial en esta zona se puede fijar en unos 600 mts., sus márgenes son barrancos arcillosos con taludes inestables, existe inestabilidad en el lecho del río, siendo la parte más estable del curso aguas abajo de la población, esta es una de las causas para que se haya ubicado la toma de agua en esta zona.

La variación del nivel de agua entre la máxima y la mínima descargada es de 11 mts. llegando al río como máximo a la cota 147.0 y como mínimo a la 136.0, según observaciones realizadas el río presenta su

máximo cada 10 años, el último año de máxima ha sido 1961. La turbidez varía generalmente entre 100-800 p.pmm.

LAGUNAS :

Pacacocha se encuentra inmediatamente en el extremo norte de la ciudad, normalmente se alimenta por precipitación pluvial y por la laguna de Yarinacocha, con la que se conecta a través de un estrecho caño, eventualmente lo hace por el río Ucayali, cuando este alcanza sus niveles máximos. Tiene variaciones en su nivel de cerca de 4 mts. (No existen mediciones). El área de la laguna es de 150 Hectáreas.

Yarinacocha.- Esta laguna se encuentra ubicada al oeste de la población a unos 8 kms., en situación casi paralela al Río Ucayali, parece haber sido el curso antiguo del Río. Sirve de base aérea para los hidroaviones del Instituto Lingüístico de Verano, está considerada como un centro de recreo; lugar turístico.

GEOLOGIA :

Los terrenos que forman la zona, son de tipo arcilloso, alternando con estratos arcillo arenosos. Siendo los diámetros de las partículas muy pequeños, teniéndose consecuentemente una permeabilidad reducida, debido a esta propiedad de la arcilla el agua proveniente de las lluvias no es absorbida lo que origina que se forme grandes lodazales que hacen prácticamente intransitable la ciudad.

Por el tipo de terreno se puede decir que en general la excavación no es difícil.

La napa freática se encuentra a una profundidad que varía entre 6 - 14 mts. del nivel medio de la población y según las zonas determinadas por la cercanía del Río.

Los estratos acuíferos importantes se encuentran en profundidades del orden de los 100 metros son aguas con muchas sales disueltas.

CLIMA :

Como toda región de la selva su clima es tropical, con alta precipitación pluvial, normalmente llueve todo el año. La estación predominante es el verano que se caracteriza por la mayor temperatura y la abundancia

fancia de lluvias, abarcando un período de tiempo que va de Octubre a Abril, el invierno no es una estación muy marcada. Las temperaturas más bajas se registran en los meses de Julio y Agosto (según record). Generalmente un viento fuerte precede a una lluvias.

Se registran en ciertas ocasiones vientos de más de 20 millas/hora (9 mts/seg.) y temperaturas tan altas como 39°C a la sombra y tan bajas como 14°C.

Temperatura mínima promedio 20.9°C

Temperatura máxima promedio 32.1°C

Records de 11 años, 1950 - 1961.

#### LLUVIAS :

Se ha obtenido de la Dirección General de Meteorología datos estadísticos de lluvias pero solo como valores acumulados, no existiendo datos de intensidad, estos datos abarcan un período de 11 años desde Enero de 1951 hasta Enero de 1962, todos son valores promedios de 3 observaciones sinópticas. Estos cuadros se incluyen aparte.

Las precipitaciones pluviales tienen un promedio de 1,422.8, m.m. acumulados anualmente. (Record de 10 años - 1951 - 1961).

Una medida hecha por el S.C.I.S.P. en una precipitación máxima ocurrida el 15 de Abril de 1961, arrojó 156 litros por segundo y por hectárea.

Es interesante hacer notar que las lluvias se presentan muchas veces sorpresivamente teniéndose que suspender los trabajos de campo.

#### INUNDACIONES :

Debido a las continuas y torrenciales lluvias que caen en la zona al aumentar considerablemente el Río Ucayali su caudal (hasta la cota 147.00 mts.) en máxima se inundan las quebradas existentes y el estancamiento producido crea problemas de tránsito y sanitario por la proliferación de mosquitos y mal olor de las aguas, estas inundaciones duran aproximadamente 4 meses.

#### FUENTES DE RIQUEZAS :

La principal actividad de los habitantes de Pucallpa es la

AÑO	1950	MESES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB.	OCTUB.	NOVIEMB	DICIEMB.
VELOCIDAD DEL VIENTO (Millas/Hora)	6.1	4.9	4.7	5	4.6	4.5	4.6	4.5	4.6	6.4	6.9	6.3	7.8	7.9
PRESION BAROMETRICA (Milib)	1007.6	1007.8	1008.2	1008.4	1009.5	1010.7	1010.7	1010.7	1012.8	1010.7	1010.5	1008.5	1006.0	1007.2
TEMPERATURA AIRE °C	27.1	25.6	25.2	25.8	25.5	25.0	25.2	25.0	24.2	25.2	26.2	25.8	26.0	25.2
TEMPERATURA MAXIMA °C	32.0	31.2	31.7	31.8	32.3	31.6	32.5	31.6	31.4	32.5	32.0	31.4	31.3	30.8
TEMPERATURA MINIMA °C	22.2	22.3	22.0	21.6	21.0	20.7	18.8	20.7	19.0	18.8	20.4	20.9	21.5	21.4
CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (mm)	57.3	186.4	156.4	325.0	100.10	112.3	38.4	112.3	75.9	38.4	71.8	141.3	139.5	
DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE	N	N	N	SE	SE	N	SE/N	N	C	SE/N	N	N/SE	N	SE

AÑO	1951...	MESES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB.	OCTUB.	NOVIEMB.	DICIEMB.
VELOCIDAD DEL VIENTO (Millas/Hora)	7.8	7.9	8.5	8.7	6.7	6	9.2	6	7.0	9.2	8.0	8.0	7.0	8.5
PRESION BAROMETRICA (Milib)	1007.8	1008.3	1007.5	1010.9	1010.6	1011.6	1011.5	1011.6	1012.4	1011.5	1010.0	1006.6	1007.9	1008.9
TEMPERATURA AIRE °C	25.8	25.3	26.0	24.6	25.3	24.3	25.3	24.3	24.6	25.3	26.5	26.3	26.5	26.8
TEMPERATURA MAXIMA °C	30.8	30.5	31.5	29.3	30.8	30.0	31.9	30.0	31.3	31.9	32.7	32.5	30.5	31.6
TEMPERATURA MINIMA °C	21.9	22.0	22.5	21.5	21.4	19.4	19.3	19.4	18.8	19.3	20.5	21.7	22.0	22.6
CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (mm)	241.7	133.9	133.4	112.7	66.3	49.5	82.8	49.5	41.5	82.8	47.4	101.6	132.4	87.4
DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE	N	N	N	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	NE

NOTA.--

PROMEDIOS DE 3 OBSERVACIONES SINOPTICAS







AÑO	1954	—	MESES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB.	OCTUB.	NOVIEMB.	DICIEMB.
VELOCIDAD DEL VIENTO ( Millos/Horo			7.2	5.4	7	5.5	5.1	5.7	6.1	6.9	7.3	7.2	6.6	6.6	6.6
PRESION BAROMETRICA ( Milib)			1008.2	1008.1	1009.5	1009.5	1010.4	1010.9	1011.8	1011.1	1009.7	1009.2	1007.4	1007.4	1007.4
TEMPERATURA AIRE °C			25.8	25.6	25.9	25.9	24.9	25.1	24.4	26.0	26.6	25.8	26.1	26.1	25.8
TEMPERATURA MAXIMA °C			31.4	31.2	31.4	31.6	30.9	31.6	31.2	34.5	33.7	32.2	32.1	32.1	31.8
TEMPERATURA MINIMA °C			22.4	22.5	22.1	22.1	20.6	20.0	19.0	19.4	21.1	21.6	21.8	21.8	21.9
CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (m.m)			172.4	147.8	271.4	64.9	118.2	15.7	12.1	22.0	95.6	103.8	106.0	328.2	328.2
DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE			N	N	N	S	S	N	SE	SE	N	N	N	N	N

AÑO	1955	—	MESES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB.	OCTUB.	NOVIEMB.	DICIEMB.
VELOCIDAD DEL VIENTO ( Millos/Horo)			7.8	8.0	5.4	6.6	6.5	5.8	7.7	4.4	3.1	5.8	6.9	6.9	3.2
PRESION BAROMETRICA ( Milib)			1008.3	1008.0	1007.9	1008.8	1010.7	1011.2	1011.8	1011.2	1010.8	1008.7	1007.8	1007.8	1006.2
TEMPERATURA AIRE °C			26.2	26.1	25.6	25.8	25.0	25.6	24.6	25.4	25.8	27.2	26.3	26.3	26.1
TEMPERATURA MAXIMA °C			33.3	32.9	30.6	31.0	30.0	31.6	30.6	32.6	32.4	32.9	31.8	31.8	31.4
TEMPERATURA MINIMA °C			21.8	21.6	22.1	21.8	20.3	20.4	19.2	19.6	20.4	20.7	21.1	21.1	21.5
CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (m.m)			47.7	61.3	230.0	230.1	161.1	17.2	14.3	11.9	38.5	55.3	185.0	185.0	79.1
DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE			N	N	N	N	N	N	SE	N/SE	SE	N	N	N	N

AÑO	1956	MESES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB.	OCTUB.	NOVIEMB.	DICIEMB.	
FORMA DE PREVALENCIA		VELOCIDAD DEL VIENTO (Millas/Hora)	5.1	3.2	2.8	2.4	2.5	3.0	3.4	2.5	2.6	3.1	3.9	3	
		PRESION BAROMETRICA (Millib)	1007.7	1007.2	1008.6	1009.2	1010.5	1012.1	1012.2	1012.5	1010.0	1009.5	1008.8	1007.5	
		TEMPERATURA AIRE °C	26.4	25.1	26.0	25.5	25.2	25.2	25.0	26.0	26.5	25.9	26.2	26.9	
		TEMPERATURA MAXIMA °C	31.8	31.0	31.6	30.4	30.9	30.4	31.1	31.1	32.5	33.1	31.6	31.6	33.1
		TEMPERATURA MINIMA °C	21.0	20.6	20.7	21.1	20.1	19.1	19.2	18.3	20.0	19.7	18.2	18.2	18.7
	CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (mm)	61.4	107.7	238.5	98.8	57.3	18.5	121	251.8	179.8	81.0				
	DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE	N	N	N	N	N	SE	SE	N/NE	SE	N	N/NE	SE	N	

AÑO	1957	MESES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB.	OCTUB.	NOVIEMB.	DICIEMB.
FORMA DE PREVALENCIA		VELOCIDAD DEL VIENTO (Millas/Hora)	4.2	3.5	2.8	3.6	2.3	3	3	2	2	2	2	3.5
		PRESION BAROMETRICA (Millib)	1009.0	1007.8	1008.9	1010.1	1010.9	1012.4	1012.8	1011.4	1009.8	1009.6	1008.2	1007.6
		TEMPERATURA AIRE °C	26.3	25.9	25.8	25.2	26.3	25.2	24.5	26.2	26.1	26.5	26.0	26.9
		TEMPERATURA MAXIMA °C	32.4	32.1	31.4	32.1	31.9	30.7	30.2	33.2	32.8	33.0	31.5	33.0
		TEMPERATURA MINIMA °C	19.7	19.9	19.6	19.6	19.1	19.4	18.3	18.7	20.0	21.2	21.4	21.3
	CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (mm)	128.2	121.2	162.3	171.1	93.0	20.0	20.0	62.0	55.0	24.0			
	DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE	N	N/W	N/W	SE	SE	SE	SE	S/W	SE/W	S/W	S/N	S/N	N/W

AÑO 1958	MESES											
VELOCIDAD DEL VIENTO (Millas/Hora)	3.2	3.6	3.8	3.7	3.6	3.2	2	2.4	2.8	2.2	2.7	3.2
PRESION BAROMETRICA (Milib)	1008.4	1010.6	1008.5	1008.2	1010.6	1012.3	1011.4	1011.3	1009.3	1008.7	1007.8	1007.0
TEMPERATURA AIRE °C	26.3	25.4	25.8	25.7	25.4	25.4	26.5	25.4	27.5	26.6	26.7	28.1
TEMPERATURA MAXIMA °C	32.1	30.3	31.6	31.3	30.3	32.1	32.3	31.5	35.5	33.2	33.0	34.9
TEMPERATURA MINIMA °C	22.0	19.3	20.3	20.3	19.3	17.9	19.4	19.9	20.5	21.8	22.4	22.9
CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (mm)	224.0	143.0	119.5	262.0	143.0	22.0	77.0	109.5	10.0	194.8	132.0	47.0
DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE	NW	SE	N/NW	SE/NE	SE	SE/NE	SE/NW	SE	NE	NE	N	N

AÑO 1959	MESES											
VELOCIDAD DEL VIENTO (Millas/Hora)	3.0	2.4	2.9	2.7	2.4	2.9	2.8	3.7	6.2	2.6	3.2	2.8
PRESION BAROMETRICA (Milib)	1006.9	1011.0	1009.5	1009.0	1011.0	1011.3	1011.6	1010.7	1010.2	1010.2	1007.8	1008.3
TEMPERATURA AIRE °C	27.7	25.0	26.5	26.2	25.0	25.6	26.7	26.6	28.0	26.7	28.1	26.6
TEMPERATURA MAXIMA °C	34.8	31.2	33.1	32.3	31.2	32.0	34.1	33.6	33.8	32.9	34.1	35.0
TEMPERATURA MINIMA °C	22.4	20.5	21.7	22.4	20.5	20.4	20.5	20.2	20.9	22.2	21.5	21.9
CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (mm)	147.0	187.0	146.4	69.0	187.0	53.0	7	32.5	61.8	232.8	59.0	371.0
DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE	N	NE	N	S/W	NE	SE	N	N	N/SE	N/SE	N	W



AÑO	1960	MESES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB.	OCTUB.	NOVIEMB.	DICIEMB.
CONDICIONES	VELOCIDAD DEL VIENTO (Millas/Hora)	3.9	2.9	3.2	3.2	3.2	3.2	2.3	2.1	3.0	3.1	3.3	3.1	3.2
	PRESION BAROMETRICA (Millib)	1007.8	1010.0	1008.4	1010.4	1012.9	1011.8	1010.9	1010.9	1008.7	1008.4	1007.7	1008.4	1007.7
	TEMPERATURA AIRE °C	28.7	27.6	27.5	26.6	26.7	27.	27.2	27.6	28.7	27.5	28.7	27.5	28.7
	TEMPERATURA MAXIMA °C	34.4	35.4	32.9	31.9	31.8	33	36.6	33.2	33.6	33.1	34.5	33.1	34.5
TEMPERATURA MINIMA °C	22.8	21.9	22.1	21.6	20.8	15.0	18.2	20.6	21.9	21.6	22.4	21.9	21.6	22.4
CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (mm)	57.0	116.0	164.8	124.2	72.5	43.0	100.5	27.0	233.1	255.0	185.2	233.1	255.0	185.2
DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE	N	SE	N/SSE	N/SE	SE	SE/NW/N	SE/S/NW	N	N	NW	SE	N	NW	SE

AÑO	1961	MESES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB.	OCTUB.	NOVIEMB.	DICIEMB.
CONDICIONES	VELOCIDAD DEL VIENTO (Millas/Hora)	3.6	2.7	2.9	2.5	2.1	1.8	1.9	2.5	2.1	2.1	2.5	2.1	0.8
	PRESION BAROMETRICA (Millib)	1008.1	1009.4	1009.9	1009.2	1012.6	1012.5	1010.9	1008.7	1009.8	1009.0	1008.7	1009.0	1009.2
	TEMPERATURA AIRE °C	28.2	27.1	26.8	26.9	25.8	27.8	29.1	28.7	28.8	27.4	28.8	27.4	27.8
	TEMPERATURA MAXIMA °C	34.0	31.7	31.8	32.2	30.7	33.3	34.8	35.1	33.2	33.6	34.5	33.6	34.5
TEMPERATURA MINIMA °C	22.5	22.0	21.9	21.9	20.0	19.8	19.9	20.9	21.6	21.4	21.5	21.6	21.4	21.5
CANTIDAD TOTAL DE PRECIPITACION (mm)	145.4	274.0	220.2	123.5	70.0	0.0	0.1	53.0	115.0	110.0	121.0	115.0	110.0	121.0
DIRECCION VIENTO PREVALECIENTE	N	N	N	N	N	S	SE/N	SE/N	NE	N	SE	NE	N	N

industria de madera, habiéndose iniciado ultimamente la explotación del petróleo, la ganadería recién se está fomentando. Además de su posición geográfica que la da un indiscutible valor nacional es un punto de convergencia de los productos de toda la región que hace que esta ciudad sea un centro de comercio.

Los productos de la zona encuentran su mayor obstáculo en el no tener un medio fácil de salida, estando supeditados a la condición en que se encuentra la carretera.

Pucallpa está dedicada al comercio tanto mayorista como minorista, se exportan productos propios de la región, tales como madera (primordialmente), barbasco, frutas, cueros, etc. casi todo con destino a Lima y se importan los artículos de primera necesidad que prácticamente no existen en Pucallpa, siendo por este motivo que resultan de precios elevados, lo que hace el costo de vida alto.

#### INDUSTRIAS :

En la actualidad posee :

- 14 Aserraderos.
- 3 Fábricas de aguas gaseosas.
- 2 Fábricas de hielo
- 3 Trapiches.
- 1 Curtiembre.
- 1 Ladrillera.

#### COMUNICACIONES :

Esta ciudad se comunica con el resto del país por medio de su Oficina de Correos y Telecomunicaciones, existiendo además los servicios de radio del SIPA y de la Compañía de Aviación FAUCEET.

#### VIAS DE COMUNICACION :

A... Terrestre. Esta comunicada con la capital de la República mediante la Carretera Central y de penetración con un total de 843 Km. que podría considerarse como un ramal de la carretera Panamericana por su condición casi internacional de unir 2 océanos, en gran parte no está asfaltada, siendo solo afirmada.

El primer tramo, Lima a Huánuco, es de doble vía y a partir de esta ciudad es de una sola vía lo que limita enormemente el tránsito, el tránsito en un solo sentido se hace en días alternados, a esta dificultad se suman los continuos derrumbes que ocasionan las lluvias.

B.- Aérea. Posee un campo de Aviación donde se centraliza todo el servicio de aviones que hacen servicio a lo largo del Río Uoayali.

Las Compañías FAUCETT y SATCO, realizan vuelos que unen esta ciudad con las diferentes ciudades de la República. La Faucett, realiza normalmente 4 vuelos directos semanales (ida y vuelta), además hace uno semanal por la ruta del Huallaga (Taratopo, Tingo María, Pucallpa). La Compañía Satco, realiza dos vuelos semanales, regresando al día siguiente.

Todos estos vuelos están supeditados al estado meteorológico.

C.- Fluvial. Siendo el Río navegable se utiliza como medio de comunicación. Como puerto principal es uno de los de mayor actividad a lo largo del Río Uoayali, debido a la constante llegadas de los productos del interior.

Esta unida a Iquitos, Brasil y de allí al Atlantico.

Una gran cantidad de lanchas de todo calado surcan el Río. Las lanchas que van a Iquitos, hacen escala en los pueblos intermedios.

Para la comunicación con los pueblos vecinos se utilizan balsas y canoas a remo ó motor.

#### SERVICIOS PUBLICOS :

A. Alumbrado Eléctrico.- No existen alumbrado eléctrico público, recién se ha construído una planta de energía eléctrica, pero la que debido a la baja potencia con la que cuenta, 300 Kwh no será capaz de satisfacer la demanda de la ciudad, por lo tanto parece que solo servirá a la zona comercial de Pucallpa. Esta planta actualmente no puede entrar en servicio porque todavía no se ha tendido la red de distribución.

Actualmente se cuenta con un número de grupos electrógenos particulares que ascienden a 6, estos proporcionan electricidad a ciertos sectores, aproximadamente al 30% de la población, son servicios por horas y



en muchos casos irregulares, cobrandose precios elevados y que tienen un promedio de S/. 25.00 por foco de 50 watts mensualmente.

B. Agua Potable.- En la actualidad no se cuenta con servicio público de agua potable y por consiguiente el abastecimiento se hace en forma particular y de las siguientes maneras : 1. Pozos.- Que abastecen a gran parte de la población, están en su mayoría sin protección, no ofreciendo lógicamente garantía alguna para la salud, existen aproximadamente 150 pozos y todos son de tipo excavado.

2. Cisternas.- Existen alrededor de 12 abasteciendo cada una un promedio de 18 personas ó sea núcleos muy reducidos.

Los tanques de almacenamiento son construidos en forma casera y no tienen ninguna protección en la mayoría de los casos, además no tienen válvulas de desviación de las primeras lluvias y si tienen no las utilizan. Estas cisternas son las que dan mayor seguridad si no hay descuido en su instalación, a pesar de que el agua de lluvia no es recomendable para utilizarse como bebida por no contener sales disueltas; tiene sabor soco y poco agradable, recolectada siguiendo las normas sanitarias el agua obtenida (a pesar de ser dura) es susceptible de utilizarse como bebida.

3. Otras Fuentes. La gran mayoría de la población, utiliza las aguas del Río Ucayali, tomándola de las orillas más accesibles que son precisamente las zonas más contaminadas.

Existen aguadores que la toman ya sea de río ó pozo, la acarrear en acémilas y la venden al precio de S/. 3.00 la carga de 20 galones, lo que arroja un precio de S/. 40,00 el m<sup>3</sup>. de agua, al agua así recogida sin cumplir la más mínima condición sanitaria se vende como una mercancía más en el comercio.

Conclusión. El agua a cambio de ser un elemento de salud y progreso es un vehículo de diseminación de enfermedades de origen hídrico, pero para bien de la ciudad, desde el año 1959, se vienen efectuando los trabajos de construcción de una planta de

Tratamiento de agua, lo lleva a cabo el S.E.S.P. (M.S.P. y A.S.); habiéndose finalizado la 1ra. etapa que ha comprendido, el tendido de tuberías y la construcción de los sedimentadores.

El punto más importante en este proyecto es que la "Captación se ha considerado aguas abajo de la población".

**BREVE DESCRIPCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN CONSTRUCCION :**

La fuente de abastecimiento escogida es el Río Ucayali.

Partes de que consta el proyecto.

- Captación.
- Línea de impulsión.
- Planta de Tratamiento.
- Reservorios.
- Red de distribución.

**Dotación y Gasto de Diseño.**

- |                               |                        |
|-------------------------------|------------------------|
| - Dotación.                   | 250 lts/hab/día.       |
| - Coeficiente máximo horario. | 1.25                   |
| - Población futura.           | 20,000 habitantes.     |
| - Volumen diario medio anual. | 5,000 m <sup>3</sup> . |
| - Gasto máximo diario anual   | 72 lts/seg.            |

Considerando un gasto adicional del 3% del gasto máximo diario anual para operación de la Planta de Tratamiento, da un gasto total de 75 lts/seg. que es el caudal de diseño para la Planta de Tratamiento.

La toma consta de una balsa en donde se instalarán 2 - electrobombas sumergibles que seguirán las variaciones del nivel del río y podrá desplazarse horizontalmente y verticalmente; la balsa es de característica insumergible. En la zona inundable se ha previsto tres tomas de emergencia.

C. Servicio de Desagüe. No existe ningún sistema público de desagües, existen alcantarillas construidas particularmente, que cubren los servicios de ciertos sectores pequeños generalmente y en la zona comercial estos son :

Jirón Raymondi entre Vargas Guerra y Tacna	cuadras.
Jirón Coronel Portillo entre Alfonso Ugarte y Huascar.	6 cuadras.
Jirón 7 de Junio a partir de Raymondi con desocarga al río.	4 cuadras.
Jirón Ucayali a partir de Raymondi con desocarga al río.	4 cuadras.
Jirón Tacna a partir de Raymondi con desocarga al río.	3 cuadras.
Jirón Tarapacá a partir de Raymondi con desocarga al río.	3 cuadras.

Existen silos que no reúnen las condiciones necesarias de salubridad; en cuanto a tanques sépticos no existe ninguno y por último hay disposición de aguas negras y de excretas en campo abierto ó terrenos de cultivo para ser absorbidos por el terreno, esto ocurre con gran parte de la población, con el consiguiente peligro para su salud. Las quebradas existentes que son el drenaje natural de las lluvias, también lo son de las aguas negras, pero en época de máxima del río se producen estancamientos en estas, creando los problemas de mal olor y de estética. La acción del clima ayuda a la proliferación de moscos y otros insectos, todo esto es un peligro alarmante debido a la abundancia de enfermedades de origen hídrico, aumentándose las posibilidades de contaminación a la gente sana. Por todo lo expuesto es necesario y urgente la construcción del sistema de desagüe de la ciudad.

#### DESAGUES DE LLOVIAS :

Las calles en su totalidad se encuentran sin pavimentar y solo las de la zona comercial tienen veredas construídas por los propietarios, existen algunos canales que recoogen aguas de lluvias y que las conducen a las quebradas. A ambos lados de la calzada y solo en algunas calles existen cunetas que se encuentran sin ningún revestimiento y que cada cierto tiempo son refinadas, generalmente el agua proveniente de las lluvias se encuentra empozada.

Cuando oae una lluvia fuerte la ciudad se torna prácticamente intransitable, sería muy recomendable el drenaje de la ciudad sobre todo de la zona comercial que se paraliza, ocasionando los consecuentes problemas económicos de la población, este drenaje debe realizarse en forma natural y en poco tiempo, lo que se conseguiría mejorando las condiciones hidráulicas de las cunetas existentes ó construyendolas en las calles que no existen. El implantar un sistema combinado de desagüe resulta muy costoso por lo que se ha desechado esta solución.

#### RECOLECCION DE BASURAS :

Existe un camión recolector de basura, de propiedad de la Municipalidad, que hace de una a dos camionadas diarias, arrojando las basuras al Río Ucayali a la altura del Jirón 28 de Julio, por lo que se recomienda que sea cambiado este punto ya que como se sabe la toma de agua está ubicada aguas abajo. Sería conveniente el relleno sanitario en alguna de las quebradas alejadas del radio urbano, pero el Municipio no cuenta con las rentas necesarias como para adquirir y mantener el equipo necesario en este caso.

#### MATADEROS :

Existe solo un matadero cuyo estado sanitario es pésimo, entre sus deficiencias se puede anotar que no tiene abastecimiento de agua ni evacuación de desagüe, la playa de matanza esta constantemente sucia y muy deteriorada, el local en líneas generales es pésimo, el piso es de tierra no hay depósito para la carne y finalmente no existe ninguna supervigilancias sanitaria, provisionalmente es conveniente su pronto reacondicionamiento con todas las reglas sanitarias, pero se hace necesaria la construcción de un matadero modelo.

#### MERCADOS :

Existe un mercado central y un meroadillo. El mercado principal es moderno y recientemente construido de material noble, no presentando problemas sanitario alguno, recién a principios de este año ha comenzado a funcionar, pero no ha tenido la acogida esperada ya que se encuentra

lejos del puerto que es la zona comercial por excelencia. El mercadillo lo constituyen una serie de comerciantes ya sea ambulantes ó en puestos -  
construidos provisionalmente que se instalan frente al puerto y en plena  
calle, esto presenta todos los inconvenientes necesarios.

#### SERVICIOS MEDICOS :

Pucallpa cuenta con un Hospital del Area de Salud con 33 camas.  
Existe uno comunal en el pueblo de Yarina a 6 Km. de Pucallpa, de renom-  
bre mundial, fundado y dirigido por el Dr. Alberto Schweitzer y sostenido  
también por donaciones de carácter internacional.

#### ESCUELAS :

En la provincia hay 21 escuelas con un total de 5,594 alumnos.

#### AUTORIDADES :

Por ser capital de provincia cuenta con :

Sub-Prefecto, Gobernador, Alcalde Provincial y Concejales, Co-  
mandante de puesto de la Guardia Civil, Capital de Puerto.

Autoridades que desarrollan labores en bien de la población -  
que están de acuerdo a las disposiciones gubernamentales.

Existen Oficinas del Ministerio de Agricultura (SIPSA), del Mi-  
nisterio de Salud Pública y Asistencia Social (S.E.S.P.), de los Bancos -  
Popular, Fomento y Agropecuario y Crédito, de las Compañías Ganzo Azul Li-  
mitada, de la Brown and Root S.A. (que construye la carretera actualmente)

#### TIPO DE POBLACION:

Siendo Pucallpa una ciudad relativamente joven la mayoría de -  
sus habitantes no son del lugar, encontrándose pobladores de diferentes  
partes del Perú y del extranjero, anotándose que existe un buen número  
de profesionales.

Existe una no muy marcada corriente de inmigración de habitan-  
tes de los pueblos anteriores que llegan en busca de trabajo.

Respecto a la sanidad la actitud del pueblo no podría califi-  
carse como indiferente, se podría decir que estan interesados porque mu-  
chas personas estan llanas a colaborar por la salud pública y en general

el pueblo no es indiferente a las recomendaciones de orden sanitario.

SITUACION ECONOMICA :

Se puede decir que alrededor de un 20 % de la población está constituida por personas cuya situación económica se puede calificar de buena ó regular, estando el resto constituido por obreros, artesanos, - agricultores pequeños y selvícolas, que tienen un standard de vida bajísimos.

Los artículos de lra. necesidad son de precios elevados, lo que hace el costo de vida alto, esto como es lógico contribuye a la desnutrición.

CARACTERISTICAS DE LA CIUDAD :

La ciudad de Pucallpa ha sido remodelada por la Oficina Nacional de Planeamiento y Urbanismo que ha elaborado un plano regulador el que está aprobado. En la actualidad se encuentra el inconveniente de que existen manzanas que no están de acuerdo al plano, existiendo - por consiguiente casas en sitios considerados calles, además no todas - las conetrucociones conservan el alineamiento debido.

En un gran número de manzanas solo existen algunas casas, la mayor densidad de la población está concentrada en un área de 15 cuadras con frente al río Ucayali y 6 cuadras de fondo.

El plano regulador se hizo en base a un plano catastral y sin tener en cuenta las curvas a nivel del terreno, ya que no se contaba con un levantamiento topográfico completo de la ciudad, motivo por el que se encuentran manzanas trazadas en las quebradas existentes (que como ya se ha mencionado se inundan), por lo anotado ha sido necesaria una remodelación para poder drenar toda la ciudad.

Se han abierto nuevas calles, siguiendo las partes bajas de las quebradas, en las que se han constatado que no existen construcciones de valor.

Estas modificaciones crearán problemas con la Municipalidad, la que por carecer de rentas ha vendido casi todos los lotes que ocupan estas zonas remodeladas.



Hay que agregar a esto que el aeropuerto, debido al gran crecimiento de la población, ha quedado prácticamente en el corazón de la ciudad, por lo que se hace necesario la construcción del nuevo aeropuerto en una zona alejada.

La zona comercial está concentrada en 3 cuadras del Jirón Coronel Portillo.

La ciudad posee Clubs Sociales, Deportivos, dos cinemas 7 hoteles y un semanario.

#### NIVELACION :

Para realizar el presente proyecto se llevo a cabo la nivelación de todos los cruceros de calles (puntos de buzones) que corresponden al proyecto, debido a que no se contaba con un plano topográfico completo, con las nivelaciones realizadas se han completado las curvas a nivel de la ciudad, se han punteado por no ser un levantamiento topográfico.

Conjuntamente con la nivelación se tomó medidas de las calles eje a eje, se ha encontrado el inconveniente de que las medidas de muchas calles no coinciden con las que tienen en el plano.

Se han utilizado en el proyecto las medidas winchadas, existen dos zonas en la que se han utilizado las distancias halladas en el plano, ellas son : la zona del ferrocarril y la zona del campo de aviación, principalmente la zona de la estación del ferrocarril en las que no existen manzanas delimitadas.

#### MODIFICACION :

La razante del Jirón 7 de Junio que es parte de la carretera Pucoallpa - Neshuya, actualmente en construcción, ha sido modificada posteriormente a la nivelación efectuada, por este motivo se incluye el nuevo perfil de la carretera hasta el kilómetro 2, los colectores modificados son aquellos en los que ha habido excavaciones, no así en los que hay relleno, ya que las casas han quedado debajo del nivel de la carretera y es muy improbable de que los habitantes hagan rellenos para quedar a la misma altura.

En los perfiles de las cuadras que existen relleno, la razante antigua se ha dejado punteada.

SIN DESAGUE :

A la calle ubicada en el Jirón Manoo Capac, comprendida entre los Jirones José del Carmen Cabrejos y Augusto Cauper, no se la ha colocado colector de desagüe porque se encuentra en una quebrada, si se pasara colector se llegaría a tener un buzón de una profundidad no recomendable ( $\pm$  8.0 mts.). La solución es abrir una nueva calle que siga las curvas de nivel más bajas (drenaje natural) así se consigue obtener un colector con profundidad mínima, por este motivo se ha colocado el buzón # 535, que conjuntamente con el 525 quedan en el eje de dicha calle.

PLANO REGULADOR MODIFICADO :

Las modificaciones introducidas en las manzanas han sido efectuadas por la ONPU a pedido del S.E.S.P.

A continuación la relación según el número del plano regulador de las manzanas afectadas.

Z O N A : A.- Manzanas Nos. 164, 70, 69, 68, 67, 57, 49, 47, 17, 118, 120, 121, 122.

Z O N A : B.- Manzanas Nos. 76, 35, 23, 9, 34.

Z O N A : C.- Manzanas Nos. 101, 90, 91, 81, 39, 26, 11, 12.

Z O N A : E.- Manzanas Nos. 151.

N O T A :

La manzana N° 36 de propiedad de los Padres Dominicos no se ha modificado debido a que el colector está trazado en la misma situación que una alcantarilla canalizada la que en su recorrido no encuentra construcciones.

La ONPU considera las áreas verdes como áreas de compensación.

## C A P I T U L O    I I

### ESTIMACION DE LA POBLACION FUTURA

#### PERIODO DE DISEÑO :

La construcción de un sistema de alcantarillado es costoso y causa molestias a la población, por lo que resulta económico construir las estructuras más importantes para una población no menor que la que se estima en el período de tiempo considerado.

Si se pudiera conocer aunque fuera aproximadamente los costos de los materiales y mano de obra en el futuro, sería posible determinar el período económico de diseño, pero como esto es prácticamente imposible, solo la experiencia y un análisis cuidadoso de todos los factores que intervengan podrán fijar el período de diseño.

Para el presente proyecto se ha seguido la práctica general y se ha considerado un período de 30 años para las estructuras. El período comprende de 1962 a 1992. Los equipos de bombeo se calcularán en etapas tomando en cuenta su probable duración.

#### FACTORES DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION :

- A.- Pavimentación de la carretera según un contrato firmado entre los Gobiernos del Perú y de los EE. UU. para financiarla, lo que traerá como consecuencia el aumento del comercio, haciendo más atractiva la zona para la inmigración y el turismo.
- B.- Construcción del nuevo aeropuerto, con servicio diario de aviones de gran tonelaje, lo que daría mayor facilidad a la salida de los productos de la región.
- C.- Aumento de la explotación petrolera en la zona, ya que es un centro con grandes proyecciones debido a que se halla bajo el amparo de una serie de franquicias aduaneras cuyo propósito es el de fomentar las industrias y el comercio.
- D.- Mayor inversión de capitales en la explotación de los productos naturales de la región, lo que traería consigo el auge.

- E.- Puerto fluvial principal, siendo el nexo entre el Océano Pacífico y el Atlántico por su condición de ser final de carretera y principio de navegación.
- F.- Posibilidad ganadera como lo demuestra el informe del SIPA y la existencia del fundo "San Jorge", hay además el proyecto de construir un gran camal.

CALCULO DE LA POBLACION FUTURA :

Existen solamente 2 datos de la población de Pucallpa.

<u>AÑO</u>	<u>Nº DE HABITANTES</u>	<u>FUENTE DE INFORMACION</u>
1940	2,368	CENSO NACIONAL
1961	26,107	CENSO NACIONAL

Estos datos servirán como base para los cálculos.

La población de Pucallpa a partir de 1940 ha observado un crecimiento muy superior al normal de las demás poblaciones de la Selva del Perú, debido principalmente a la construcción de la carretera que unea esta ciudad con la Sierra y con la Costa.

La ONPU, en el año 1955, estimó la población en 16,000 habitantes, incluyendo en ella lo que podríamos considerar la zona rural de la ciudad.

Según el Servicio Nacional de Erradicación de la Malaria - existen 5,500 viviendas con un promedio de 5 personas por vivienda, lo que arroja una población actual de 27,500 habitantes en total.

Estos datos por ser estimados no se utilizarán en los cálculos.

METODOS EMPLEADOS :

- 1.- ARITMETICO
- 2.- GEOMETRICO
- 3.- COMPARACION GRAFICA
- 4.- CRECIMIENTO VEGETATIVO

1.- Método Aritmetico.

Este método considera la población como un capital colocado a un crédito simple.

Fórmula empleada :  $P_f = P_i \cdot r \cdot t$

Siendo.

$P_f$  = Población final

$P_i$  = Población inicial

$r$  = Razón de crecimiento por año

$t$  = Tiempo en años

Deducción del valor de  $r$  con los datos correspondientes a los años 1940 - 1961.

Población 1961 --- 26,107

1940 --- 2,368

$$r = \frac{23,739}{21} = 1,130$$

Valores para graficar :

P 1970 = 36,227 Habitantes.

P 1977 = 44,207 "

P 1985 = 53,227 "

P 1992 = 61,137 "

Conclusión :

Es la curva más baja de todas, en general este método de cálculo de cifras bajas, sin embargo proporciona valores que parecen muy posibles debido a que la razón de crecimiento hallada es alta, los valores obtenidos son los más cercanos a los proporcionados por el método de comparación gráfica.

2.- Método Geométrico.

Este método considera la población como un capital colocado a interés compuesto, es decir los incrementos como función de la población anual.

Fórmula empleada :

$$P = P_0 (1 + r)^t$$

Siendo :

P = Población futura.

P<sub>0</sub> = Población inicial.

r = Porcentaje.

t = Tiempo en años por décadas.

Deduciendo del valor r con los datos correspondientes a los años 1940 y 1961.

Reemplazando valores en la fórmula se tiene :

$$26,107 = 2,368 (1 + r)^{2.1}$$

$$r = 2.13$$

Valores para graficar :

P 1966 = 46,500 Habitantes.

P 1971 = 81,400 " "

P 1977 = 163,000 " "

P 1992 = 887,000 " "

Conclusión :

Este método proporciona una razón de crecimiento demasiado alta debido exclusivamente a que solo se cuenta con 2 Censos, habiéndose crecido Pucallpa en ese lapso de una manera muy por encima de lo normal, por lo que este ritmo de crecimiento no debe ser tomado como base. Esto se puede atribuir a que la ciudad se hallaba en una etapa de iniciación, actualmente se nota aunque no de una manera acentuada el proceso de estabilización.

Por lo expuesto se desechan los valores obtenidos por este método por salir completamente fuera de la realidad.

### 3.- Método de Comparación Gráfica.

Se ha tomado como base de comparación la ciudad de Iquitos, ya que es la única ciudad de nuestra selva que más se asemeja a Pucallpa y principalmente porque posee datos de población.

Factores por lo que se ha considerado la ciudad de Iquitos:

a.- Por estar ubicada en plena Amazonía.



b.- Por ser puerto fluvial principal, es el más importante del Oriente y punto de salida forzosa para los productos de la zona.

c.- Por tener clima muy semejante.

d.- Por ser la única ciudad del Oriente que ha sobrepasado en población a Pucallpa.

Censos realizados en Iquitos :

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION URBANA</u>
1903	9,438
1913	12,318
1932	24,415
1940	31,828
1961	55,696

Conclusión :

Como se nota en el gráfico correspondiente, Iquitos está ya en una etapa estable de crecimiento, sin embargo se presume que Pucallpa crecerá a un ritmo mayor por los diversos factores numerados aparte, además de que está más cerca de la capital y por lo tanto es mucho más accesible por las vías con que cuenta. De acuerdo a este método se obtiene las siguientes poblaciones para Pucallpa.

P 1977 = 44,000 Habitantes.

P 1992 = 63,000 " "

#### 4.- Método de Crecimiento Vegetativo.

##### A.- Crecimiento Anual con un Coeficiente Vegetativo de 3.2 %

El anuario estadístico del Perú recomienda este coeficiente para el departamento de Loreto y para la provincia de Coronel Portillo, razón superior a la normal de crecimiento del Perú por su condición de ciudad selvática. Según esta razón se encuentran los siguientes valores.

P 1970 = 34,680 Habitantes.

P 1977 = 43,230 " "

P 1980 = 47,520 " "

P 1992 = 69,350 " "

Estos valores parecen ser muy probables.

**B.- Crecimiento Anual con un Coeficiente Vegetativo de 4 %**

Este coeficiente es el adoptado por la comisión que ha hecho el proyecto de Agua Potable, se ha tomado un valor tan alto por las condiciones especiales de la ciudad, tales como situación geográfica y posibilidades económicas.

Cabe mencionar que cuando se hizo este proyecto el único censo con que se contaba era el del año 1940, por esta razón el año 1959 el SCISP realizó un muestreo en 6 manzanas claves, obteniendo una densidad neta promedio de 81 habitantes por manzana, estando ese año la población concentrada en un área de 100 manzanas, adoptándose una densidad de 100 habitantes por manzana ó sea que el núcleo de la ciudad tiene alrededor de 10,000 habitantes, siendo ésta una cifra que parece muy cercana a la realidad

Según esta razón de crecimiento se encuentran los siguientes valores :

1970	=	37,150
1977	=	48,890
1992	=	89,290

Valores que como es lógico resultan altos, debido a que la razón adoptada en el proyecto de agua afecta al núcleo más poblado de la población y sus cálculos no abarcan toda la zona considerada en el presente proyecto.

**Curva Adoptada.**

Analizando el gráfico que nos muestra las curvas de crecimiento se nota claramente que existen 3 curvas que proporcionan los valores más bajos, ellas son : la del método aritmético, la de comparación gráfica y la de crecimiento vegetativo con 3.2 %, como se ha desechado de antemano los valores proporcionados por el método geométrico y donde la curva de crecimiento vegetativo con 4 % de valores altos por las razones expuestas, se adoptará una curva tal que sea la más representativa posible, por ser Pucallpa una zona de gran porvenir se adoptará una curva superior a la aritmética y comparación gráfica y cercana a la de crecimiento vegetativo con 3.2 %

Con la curva adoptada hallamos para 1992 una población de 70,000 habitantes.

#### Población de Diseño.

Según el Censo realizado en 1961, dentro de la población urbana se ha considerado zonas que escapan al proyecto como las denominadas No vada, Bellavista, Fucalpillo y la que llega hasta el Km. 2 de la carretera (radio urbano actual), se ha estimado esta población en una cifra cercana a los 6,000 habitantes.

La población futura adoptada en el presente proyecto es 50,000 habitantes, los 20,000 habitantes restantes ocuparán las zonas de expansión futura. La población actual de la zona se puede estimar en 20,000 habitantes.

#### Drenaje de las Zonas de Expansión.

Debido a lo accidentado del terreno y a que cada zona tiene su drenaje natural de lluvias, las futuras zonas de expansión deberán tener sistemas de desagües independientes que se adaptan, lógicamente, a la topografía de esa zona, por lo que se hace necesario un estudio en forma particular, y levantamiento topográfico completo de estas zonas.

#### Expansión Futura.

Aunque no siempre es posible predecir la dirección en que crecerá una población ni tampoco es fácil predecir la extensión que ocupará después de 30 años, en el presente proyecto se consideran dos zonas de expansión que son las que mejores posibilidades ofrecen y que son reservadas como tales, estas zonas son :

- 1.- Franja de terreno a lo largo de la carretera (ambos lados).
- 2.- Zona de terreno ubicada al oeste de la Avd. Saenz Peña.

Ambas zonas están marcadas en un plano aparte.

Debido al mejoramiento de los medios de transporte la población tiende a alejarse hasta zonas sururbanas que demandan los mismos servicios que en la zona urbana, quedando a veces extensiones enormes que se van llenando paulatinamente.

Las extensiones de superficie que pueden ser habitadas, deben to

marse en cuenta al hacerse el proyecto sobre el alcantarillado si es que tiene que descargar en el futuro en los colectores que se construyan inicialmente pero como ya se ha mencionado estas zonas tendrán sistemas independientes de desagüe adaptados a su drenaje natural.

### Densidad de Población.

La densidad de población que puede medirse en habitantes por hectárea ó en habitantes por kilómetro de colector, varía mucho en las poblaciones de acuerdo con su magnitud y con el tiempo, ya que una zona residencial en el futuro puede transformarse en comercial ó industrial.

En el presente proyecto para simplificación se ha considerado una sola densidad de población para el cálculo de la aportación de aguas negras.

Para los efectos del diseño se ha considerado una densidad de saturación de 195 habitantes por hectárea bruta, esta es una densidad alta para Pucallpa, cuya principal característica es ser población semirural, ya que no tiende a concentrarse sino a diseminarse.

La densidad actual promedio se considera de 180 habitantes por hectárea bruta.

### Viviendas.

La construcción actual se puede considerar provisional debido a que predomina la construcción de madera y solo en la zona centrica ó sea la comercial las construcciones son de concreto y ladrillo.

Los techos en general son a 2 aguas, utilizándose calamina, las familias menos acomodadas emplean palmeras, según el Servicio Nacional de Erradicación de la Malaria existen 5,500 viviendas.

Materiales predominantes. Según una encuesta de viviendas realizadas en el año 1961, se ha obtenido los siguientes resultados.

Casas de ladrillo.	10.0 %
Casas de madera	4.2 %
Casas de Pona y caña	85.8 %

Encuesta realizada en Escuelas (1961).

ESCUELAS	PAREDES	TECHOS	PISOS
Colegio Instruc. Media 6	Madera y Ce mento.	Zinc	Madera y Ce mento
N° 1,220 (Var. 2° Gdo.)	Pona	Tablilla y Ho ja de Palma	Tierra
N° 1,221 (Muj. 2° Gdo.)	Pona	Tablillas	Tierra
N° 1,230 (Var. 2° Gdo.)	Pona	Hoja de Palma	Tierra
N° 1,231 (Muj. 2° Gdo.)	Pona	Hoja de Palma	Tierra
N° 12,251 (Muj. 1° Gdo)	Pona	Hoja de Palma	Tierra
N° 12,268 (Mixt. 1° Gdo)	Pona	Hoja de Palma	Tierra
N° 264 (Nocturna 1° Gdo)	Pona	Hoja de Palma	Tierra
N° 232 (Jardín Infanc.)	Madera	Calamina	Cemento

Según esta encuesta solo existen dos locales adecuados, el Jardín de la Infancia y el Colegio de Instrucción Secundaria.

Debido al clima tropical de la región las casas necesariamente tienen que ser ventiladas, por lo que se construyen, por ejemplo de caña y no las revisten con barro, para darles una mayor ventilación.

Las viviendas suburbanas y rurales son típicas de la región y utilizan las llamadas "ramadas" construcciones con techo de hoja de palma y que no tienen paredes, debido al calor.

Conclusión : Dado el estado en que se encuentran las viviendas es necesario que se solucionen las deficiencias para que todas - puedan tener conexión domiciliaria, de lo contrario solo - un reducido porcentaje gozará del servicio.

TIPOS DE CIMENTACION :

Sistemas de pilotes de madera. Consiste en hincar los

pilotes en el terreno, elevando la construcción unos 80 cms. se evita de este modo la humedad del suelo, resulta un sistema económico inicialmente pero la duración es corta, ya que la humedad destruye los pilotes, se queda además un espacio libre que es utilizado por muchos animales como refugio, principalmente ratas, que ocasionan constantes molestias.

Sistema de cimentación corrida. De costo inicial mayor, pero que se compensa con su larga vida, actualmente se está generalizando su uso.



## C A P I T U L O    I I I

### "Soluciones Propuestas"

#### TIPO DE SISTEMA RECOMENDADO :

A pesar de ser Pucallpa una ciudad en donde las precipitaciones pluviales son de importancia, se ha deseado de antemano el sistema Unitario, adoptándose el sistema Separado, tratándose en este proyecto - el desague para aguas negras. Las razones por las cuales se ha escogido este sistema son las siguientes :

- 1.- El gran volumen de agua de lluvia, obligaría a emplear diámetros demasiado grandes, elevándose consecuentemente el costo, además no existen records de intensidades de lluvias.
- 2.- El desague del agua de lluvia se puede realizar en forma natural, y en poco tiempo por las quebradas existentes y mejorando las condiciones de drenaje de la ciudad, aunque el repreeamiento en épocas de máxima del río no se puede evitar a no ser que se rellenen las quebradas.
- 3.- El desaguar las aguas de lluvia directamente al río no ocasiona problemas de contaminación del curso, ya que siendo el caudal del río elevado la dilución está asegurada.
- 4.- Al ser Pucallpa una población de economía media, sería oneroso la instalación de un sistema combinado.
- 5.- La poca pendiente disponible obliga utilizar cámaras de bombeo, no siendo razonable bombear el agua de lluvia.

#### SOLUCIONES PLANTEADAS :

Como ya se ha dicho en la ciudad de Pucallpa existen quebradas que sirven de drenaje natural a las lluvias, esto ha dado lugar a que la población considerada en el proyecto se encuentra dividida en 5 zonas independientes de drenaje, existiendo lógicamente 5 sistemas separados - (Zonas indicadas en el plano aparte).

### INCONVENIENTE PRIMORDIAL :

La toma de agua se encuentra situada aguas abajo de la población.

Se adoptó esta solución debido a que los estudios realizados indican de que es la zona más apropiada y segura.

Las ventajas que ofrece la toma de agua en esta situación son :

1. - Está en un tramo recto del río, el que se debe considerar estable, sin embargo se observa que mientras en una orilla existe playa, en la otra ( la de la ciudad) existe barranco, lo que indica que el río se está comportando como si pasara por un tramo en evolución, ya que actualmente existe socavación en la zona, la captación se hará a poca distancia de la orilla.
2. - Las obras de toma son relativamente sencillas, en comparación con la toma aguas arriba.
3. - Corta línea de impulsión, debido a la cercanía de la planta de tratamiento.

### SOLUCIONES FINALES PARA DOS ZONAS

1. ZONA (D) Que drena 2619 Has. brutas evacuará sus desagües directamente a la laguna Pacacocha y alejadas de su orilla (para mejor dilución) y no contaminar la playa). Pacacocha consecuentemente funcionará como laguna de oxidación eventualmente.

Razones por las que se ha adoptado esta solución.

1. Para evitar otro bombeo que elevaría más el costo del proyecto.
2. Por ser una zona cuyo drenaje natural en la laguna
3. Por tener la laguna poca profundidad (en épocas de mínima tiene un tirante de 0.4 mts) y gran área superficial ( 150 Hectáreas) por lo que podría funcionar como laguna de oxidación, aunque en los años de máxima el ciclo de estabilización se alteraría debido a que la variación del nivel llega alrededor de 3 mts.

### Inconvenientes.

1. El inconveniente primordial de esta solución radica en que

la laguna actualmente es utilizada como playa y lugar de recreo por los pobladores, aunque no en gran escala y con las medidas adoptadas quedará vedada para ser utilizada como tal debiéndose tomar medidas de seguridad, ya que se contaminará a pesar de que existirá una buena dilución.

2. La cota de fondo de los últimos buzones del Jirón Espinar, números 544, 546, 547 y 548, se encuentran probablemente debajo del máximo nivel que alcanza la laguna cada 10 años (no se tiene mediciones de la variación del nivel) por lo que se recomienda que las conexiones domiciliarias en estas cuabras esten por encima de esa cota, para evitar represamientos que afecten las viviendas. Se estima por observaciones realizadas que la cota máxima que alcanza la laguna es la 145.60 mt. (cota de la orilla).

2. ZONA (E) El desagüe recolectado en esta zona proveniente de 18.3 has. brutas, (la zona más pequeña) será bombeada a la zona C, (de la Planta de bombeo situada entre la Avenida Saenz Peña y el Jirón Nanay al buzón N° 365 y de allí dispuesto finalmente - al río.

#### RELLENO :

Se puede pensar de primera intención en rellenar las quebradas, para que los colector no queden bajo nivel máximo de inundación, pero esto daría lugar a remover un gran volumen de tierra; no se solucionaría el problema, ya que la mayoría de las casas construídas en estas quebradas quedarían bajo el nivel del colector y siempre en zonas inundables. Luego se descarta esta posibilidad por no drenar toda la zona y por costosa.

#### SOLUCIONES PLANTEADAS :

En el presente capítulo se plantearán soluciones para eliminar el desagüe de la Zona A (quebrada principal) la solución adoptada será la misma para las zonas B y C, ya que presentan idénticas peculiarida--des.

POSIBILIDADES :

- A.- Colector a presión.
- B.- Colector a gravedad.
- C.- Dos colectores paralelos.
  - I - A gravedad.
  - II - A presión.
- D.- Colector por el Jirón 7 de Junio.

A.- Colector a Presión.

Este seguiría por la parte baja de la quebrada y descargaría directamente al Río.

Desventajas.

1. Solo se podría drenar por encima de la cota 147.00 mts. (cota máxima de inundación), los buzones tendrían que tener cierta carga para poder descargar al colector.

Es evidente que las construcciones nobles no se hallan dentro de la zona inundable y las que allí se encuentran, siempre están sobre la cota 147.00, ya que están construidas sobre pilotes, por lo que poseen lógicamente cierta carga.

Cálculos.

Se considera que el colector descarga en la cota 147.00. La longitud aproximada de tubería que va a trabajar a presión es 1.5 Km. longitud aproximada de la quebrada y a la vez del colector principal, se considera como inicio del colector el buzón N° 229.

El máximo gasto futuro ( 1992 ) que se tendrá en el último tramo, será de 148.0 lts/seg., en realidad el gasto se incrementa por tramos, lo que origina una pérdida de carga variable, a no ser que se incremente el diámetro. La pérdida de carga se calculará para las condiciones más desfavorables, es decir, considerando que a lo largo de todo el colector circula el gasto de 148.0 lts/seg.

Tanteos Consideración Asumida.

	POBLACION	M	Q MAXIMO	Q MINIMO
ACTUAL	8,300	3.03	78.0	26.3
FUTURA	21,000	2.63	148.0	38,5

Con.

Q = 78 lts/seg.	V = 0.82 m/seg.
Ø = 14"	S = 2.8 ‰
Q = 78 lts/seg.	V = 0.63 m/seg.
Ø = 16"	S = 1.5 m/seg.
Q = 78 lts/seg.	V = 0.50 m/seg.
Ø = 18"	S = 0.85

Con.

Q = 148.0 lts/seg.	V = 1.58 m/seg.
Ø = 14"	S = 9.5 ‰
Q = 148.0 lts/seg.	V = 1.20 m/seg.
Ø = 16"	S = 5.1 ‰
Q = 148.0 lts/seg.	V = 0.95 m/seg.
Ø = 18"	S = 2.9 ‰

El buzón N° 229, tiene cota de tapa 149.00 mts.

Cálculo de la Pérdida de Carga con los Costos Máximos.

Con. Q = 16"

$$h_f \text{ actual} = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ mts.}$$

$$h_f \text{ final} = 5.1 \times 1.5 = 7.65 \text{ mts.}$$

Al comienzo el buzón 240 drenará a partir de la cota :

$$147.00 + 2.15 = 149.25 \text{ mts.}$$

Al final del período de diseño drenará a partir de la cota :

$$147.00 + 7.64 = 154.65 \text{ mts.}$$

O sea que no se podría drenar este sector ya que los buzones que tienen esta cota de fondo son los de arranque por lo que se desecha este diámetro.

Con. Ø = 18"

$$h_f \text{ actual} = 0.85 \times 1.5 = 1.28 \text{ mts.}$$

$$h_f \text{ final} = 2.9 \times 1.5 = 4.35 \text{ mts.}$$

Al comienzo el buzón N° 229 drenará a partir de la cota :

$$147.00 + 1.28 = 148.28 \text{ mts.}$$



Al final drenará de la

$$147.00 + 4.35 = 151.35 \text{ mts.}$$

El diámetro adoptado para el cálculo  $\phi = 18''$  no satisface para los gastos mínimos ni promedios la condición de velocidad mínima, esto se debe a que la variación entre el máximo y el mínimo calculado por el coeficiente de Harmón es muy grande, por este motivo ocurrirán asentamientos en la tubería.

Se ha determinado en un gráfico aparte que :

El buzón N° 229 drenará a partir de la cota  $147.00 + 4.35 = 151.35$

El buzón N° 235 drenará a partir de la cota 150.0

El buzón N° 238 drenará a partir de la cota 149.0

El buzón N° 239 drenará a partir de la cota 148.30

Todo esto al final del período de diseño

Esta limitación en el drenaje dá lugar a que exista aproximadamente 4.6 - Kms. de tubería a presión (zona achurada en un plano aparte) lo que indica que en toda esa zona no existirán conexiones domiciliarias.

Gasto que hay que disminuir :

$$\text{Dotación} \quad 4.6 \times 2.54 = 11.7 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Infiltración} \quad = 4.6 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Gasto total} \quad = 16.3 \text{ lts/seg.}$$

El gasto promedio futuro se rebaja a = 67.8 lts/seg.

$$\underline{16.3}$$

$$51.5 \text{ lts/seg.}$$

Luego  $Q$  máximo = 135 lts/seg.

Tanteos para un nuevo diámetro.

$$Q = 135 \text{ lts/seg.} \quad V = 0.86 \text{ m/seg.}$$

$$\phi = 18'' \quad S = 2.40 \text{ ‰}$$

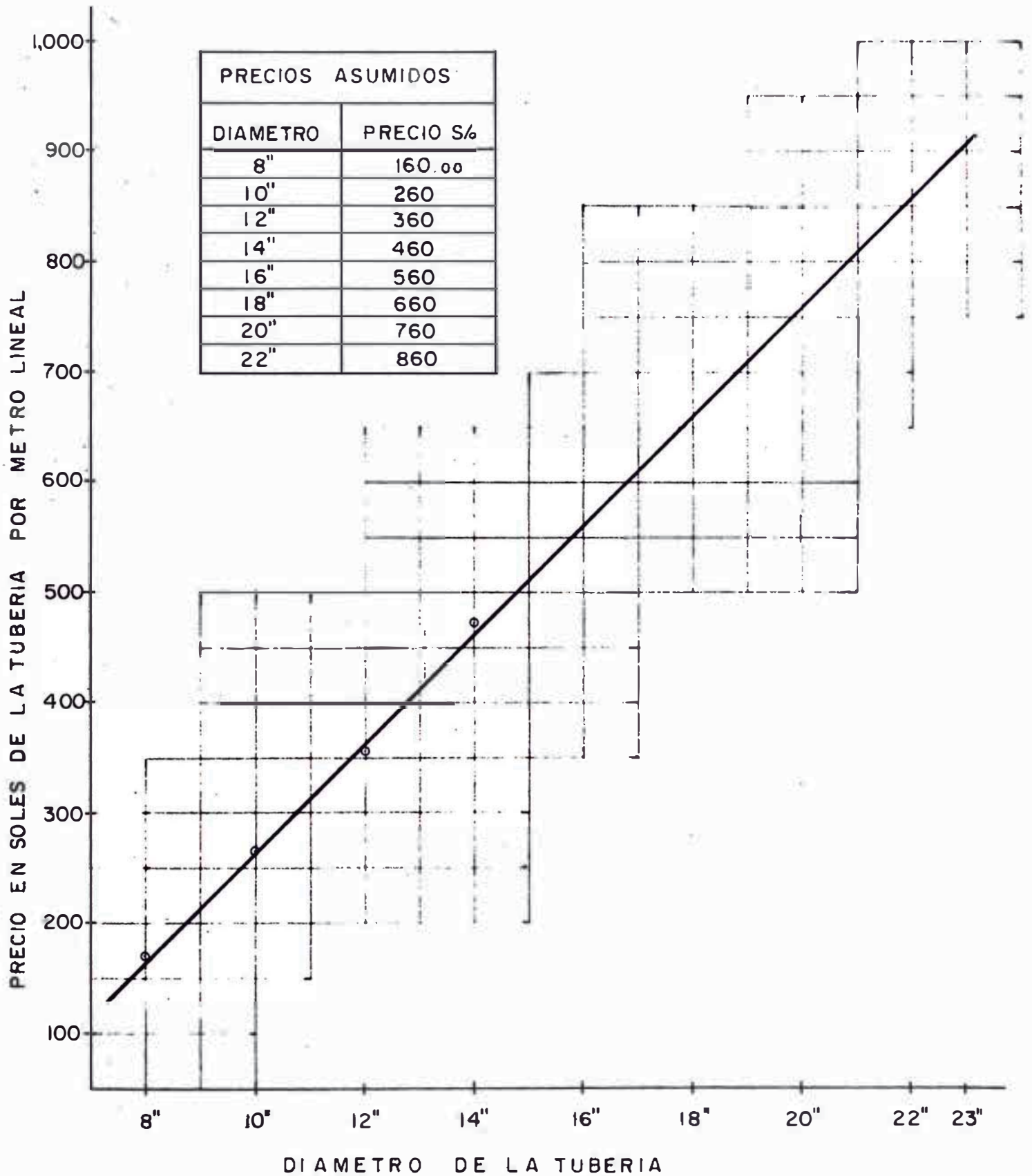
$$Q = 135 \quad V = 1.10 \text{ m/seg.}$$

$$\phi = 16'' \text{ lts/seg.} \quad S = 4.4 \text{ ‰}$$

$$Q = 135 \quad V = 1.42 \text{ m/seg.}$$

$$\phi = 14'' \text{ lts/seg.} \quad S = 8.0 \text{ ‰}$$

**GRAFICO DE LA VARIACION DE PRECIOS  
TUBERIA ETERNIT DE PRESION TIPO  
MAZZA- CLASE 105**



Adoptando  $\emptyset = 18''$

$$h_f = 1.5 \times 2.4 = 3.60 \text{ mts.}$$

Luego :

El buzón N° 229 drenará a partir de la cota  $147.00 + 3.60 = 150.60$

Prácticamente no se reduce la longitud de la tubería a presión.

#### COSTO DE LA TUBERIA :

Longitud de la tubería = 4.6 Kms.

Considerando un diámetro promedio de 14" y tomando como base la tubería Eternit - Clase 105.

Precio de tubería por metro lineal S/. 460.00 ml.

#### COSTO TOTAL :

$$S/. 460 \times 4,600 = S/. 2'070,000$$

Este sería aproximadamente el precio de tubería a presión para drenar solo un sector de esta quebrada.

#### Conclusión :

Se dejarían sin drenar aproximadamente 26 Has. (obtenidos en proporción porque 20 Kms. de tuberías drenan 110 Has) y no podrán haber conexiones domiciliarias en los 4.6 Kms.

- 2.- Habría que clorinar el desagüe e instalar un conminutor (triturador) ya que al descargar directamente al río y estando la toma aguas abajo ocasionaría una remoción desfavorable entre los pobladores. Estos procesos aumentarían considerablemente el costo.
- 3.- Las obras tendrían que realizarse en épocas de mínima del río.
- 4.- Una reparación en época de máxima del río sería difícil de llevar a efecto.

#### VENTAJAS :

- 1.- No se utilizaría bombeo ya que el colector se calcula para que pueda descargar contra la máxima cota de inundación.

Cálculo aproximado, considerando que la tubería es de 18" y que la cota del punto de descarga 143.00 mt. (considerando en el gráfico) en es

te punto es el más desfavorable y el colector descargaría contra 147.00 - 143.00 = 4 mts. de agua ó 5.6 lbs/#<sup>2</sup> por lo que una tubería de 10 lbs/#<sup>2</sup> es suficiente para este colector.

- 2.- En época de mínima del río no existirá problema por que el colector trabajará como canal ó a descarga libre, ya que el nivel baja como límite hasta la cota 136.00
- 3.- La excavación es mínima, ya que solo se necesitaría colocar el colector a la profundidad mínima.

### Material.

Siendo un colector a presión el material del que puede construirse se puede escoger entre :

- 1°- Acero. Este tiene el inconveniente de que es demasiado caro, aparte de que habría que transportarlo desde Lima, lo que recargaría el costo.
  - 2°- Tipo Hume de 10 In/#<sup>2</sup>. Esta clase de tubería presenta la ventaja de ser barata a no ser frágil, pero el inconveniente de carecer de juntas elásticas.
  - 3°- Eternit. Tiene la ventaja de tener juntas elásticas pero son muy frágiles, lo que hace obligatorio un buen asentamiento, también tendrían que llevarse de Lima.
  - 4°- Concreto Armado. Serían las más convenientes por que se pueden construir en el sitio.
- 3.- COLECTOR A GRAVEDAD CON ESPACION DE BOMBEO :

Este es el sistema más deseable por ser el de menor costo comparado y además no ocasiona problemas de mantenimiento.

Este colector seguiría la parte baja de la quebrada (igual recorrido que el colector a presión ) hasta el buzón 240 de donde - descargaría a una estación de bombeo, de la que se dispondrá al río.

### VENTAJAS :

- 1.- Se drenaría íntegramente el área que involucra la quebrada.
- 2.- La excavación sería mínima.

### DESVENTAJAS :

- 1.- Utilización obligatoria de una estación de bombeo ya sea para disponer los desagües directamente al río ó llevarlo aguas abajo de la toma, esto se debe a que los buzones situados en la quebrada tienen la cota de fondo por debajo de la máx. cota de inundación, en épocas de mínima pueden descargar al río pero cuando este eleva su nivel se producirán represamientos y la tubería en esta zona estaría a presión, la época de crecimiento del río dura aproximadamente 4 meses.
- 2.- El colector así como los buzones que se construyen en la zona inundada, deben ser completamente impermeables ( para evitar la infiltración), y las tapas de los buzones tiene que elevarse por encima de la cota 147.00, para evitar que el río penetre en el colector.
- 3.- Una reparación en época de inundación sería difícil de realizar, en caso de rotura del colector dejaría de funcionar la planta de bombeo y el desagüe se descargaría directamente a la quebrada. En caso de paralización del bombeo, habría que colocar salidas eventuales en los buzones ligeramente sobre la cota de inundación para que el desagüe no aflore por las viviendas, una solución sería colocar sifones invertidos que lleguen al fondo de la quebrada y siendo esta quebrada un gran sedimentador el desagüe no llegaría al río.
- 4.- Las obras tendrían que hacerse en época de estiaje del río.

### C.- DOS COLECTORES PARALELOS :

Que seguirán ambas laderas de la quebrada. Podrían trabajar

1. A presión (igual al caso A)
2. A gravedad (igual al caso B)

### Ventaja.

En caso de falla solo una zona se afectaría, su empleo sería por seguridad.

### Desventaja.

Se utilizaría doble longitud de colector aunque de menor diámetro.



En caso de ser un sistema a gravedad se utilizaría doble número de buzones.

D.- UN COLECTOR POR EL JIRON 7 DE JUNIO :

Este colector tendría que ser demasiado profundo para poder drenar el otro lado de la quebrada, en caso de no hacerlo tendría que - - construirse otro colector en esa zona y siempre se quedaría la zona baja sin drenar.

El buzón superior tiene cota de fondo 149.06 (N° 82), longitud - aproximada del colector 1.2 Km. con 3.5 ‰ se llegaría al último buzón con cota 143.60, debido a que existen puntos bajos.

Considerando la nueva rasante del Jirón se llega con la cota - 146.06 ( con  $S = 2.5 \text{ ‰}$  ) ó sea debajo de la cota de inundación máxima.

Además existe un sector más 400 mts. con excavación superior a los 45 mts. y en los puntos más desfavorables has 10 mts. lo que en caso de reparación traería grandes dificultades, por ser profundidades no recomendables.

Conclusión.

Se desecha esta posibilidad ya que no ofrece mayores ventajas además la excavación por hacer es la que se tiene hecha en la quebrada y - se queda una zona sin drenar, lo que no es conveniente.

SOLUCION ADOPTADA :

La solución que mejores posibilidades ofrece es la B ya que se drena pintegramente la zona, esta es la solución adoptada "Colector a gravedad con estación de bombeo".

## C A P I T U L O   I V

### "ESTIMACION DE LA APORTACION DE AGUAS NEGRAS"

#### 1.- AGUAS NEGRAS :

Consideramos aguas negras a los líquidos que son descargados ordinariamente en sistemas separados y que comprende :

- 1° Las aguas residuales de abastecimientos públicos y que contienen desechos domésticos e industriales.
- 2° Las aguas procedentes de abastecimientos privados y que contienen desechos industriales.
- 3° Las aguas freáticas que se pueden infiltrar en el sistema.

La cantidad de aguas negras que sea necesario eliminar de una comunidad, dependerán, fundamentalmente del número de habitantes y la contribución que dé cada habitante.

#### 2.- APORTE DE DESAGUES :

La mayor parte del agua que llega a los colectores, proviene de la cantidad que es abastecida para los diferentes usos, por lo tanto, si existe ya instalada la red, la dotación indicará el gasto que llegará a las atarjeas, descontándose la parte que se usa en calderas, fábricas y plantas de energía, así como la empleada en el lavado de calles y el riego de los jardines y por los consumidores que no están conectados al alcantarillado. Además existen siempre fugas en la red de distribución que no llegan al alcantarillado a menos que sea a través de infiltración.

Para hacer una estimación del volumen del líquido que irá al desagüe, se tomará como base el estudio realizado para el proyecto de abastecimiento de agua potable de esta ciudad, y en el que se fija una dotación de 250 lts/hab/hora, en términos generales se considera que de este volumen llega al alcantarillado un porcentaje que varía entre el 60 y 90 %, luego se considera que ingresará al desagüe el 80 % de la dotación asumida ó sea 200 lts/hab/hora, este porcentaje es un valor conservador.

### 3.- AGUA DE INFILTRACION :

En un sistema de alcantarillado siempre se tiene agua de infiltración. La cantidad depende de varios factores como :

- 1.- Cuidado que se tuvo en la construcción del sistema.
- 2.- Tipo de suelo.
- 3.- Altura de la napa de agua freática.
- 4.- Dimensión del colector.
- 5.- Parte del conducto que queda sumergido en el agua.

Además puede haber (a pesar de las prohibiciones que se establecen) conexiones clandestinas del drenaje pluvial de las casas al alcantarillado, esto se considera como infiltración generalmente.

Existen muchas maneras de estimar la cantidad de agua de infiltración como litros/24 horas/persona.

Litros/24 Horas/hectárea.

Litros/24 horas/mts. de junta.

Litros/24 horas/mt.2 de superficie interior de colector.

Litros/24 horas/Km. de tubería al colector.

Las experiencias directas indican una variación enorme en las cantidades de infiltración, aún para sistemas nuevos que se han construido con una supervisión muy estricta; por lo que no es necesario ningún refinamiento en la elección de la unidad de medida y se toma generalmente los más sencillos y prácticos de aplicar, es por esto que empleen de :

lts/24 horas/Km. de tubería, y

lts/24 horas/hectárea servida.

Los valores pueden variar de 11.800 lts/24 hs/km. a 94,400 lt/24/hs/km., estas cantidades traducidas a lts/seg/km, da valores de 0.137 lts/seg/kms., a 1.1 lts/seg/km. Este es un valor conservador que debemos tomar cuando no tengamos ninguna otra información.

lts/seg/km/ 1 m. de diámetro de colector.

La relación en lts/24 hrs/hectáreas, puede variar de,

10,200 lts.24 hrs/hectárea a,

24,000 lts/24 hrs/hectárea.

Para este proyecto se ha considerado un valor de infiltración igual a 1 lt/seg/km. de tubería, valor alto pero se ha adoptado por ser una zona lluviosa, por que proporciona un buen margen de seguridad y además se simplifica los cálculos.

#### 4.- VARIACION DEL CAUDAL DE AGUAS NEGRAS :

La variación del caudal de aguas negras de acuerdo con los factores que intervienen en su formación, tendrán variaciones horarias, semejantes a las variaciones en la demanda horaria del consumo de agua, pero que estarán defasadas en el tiempo.

Estas variaciones cambian a su vez de acuerdo con la magnitud de la población, el clima, la época del año y sus costumbres, pero en términos generales para poblaciones pequeñas son muy semejantes.

De acuerdo a las curvas de consumo horario de agua se tiene

a.- En poblaciones de clima frío ó templado, se tiene en general un solo "piek" ó repunte en la mañana.

b.- En poblaciones con clima caliente, se presentan dos "pieks" ó repuntes, uno en la mañana y otro en la tarde.

#### 5.- AGUAS NEGRAS DEBIDAS POR ABASTECIMIENTOS DE AGUAS PARTICULARES

El volumen debido a abastecimientos privados para usos domésticos - que llega a los colectores es insignificante, pero en cambio cuando proviene de distritos industriales, materialmente aumenta el caudal total de aguas negras y por lo tanto deben tomarse en cuenta estas cantidades al estimar el caudal total, en el presente proyecto no se ha tomado en cuenta ya que no existen dentro de la población distritos industriales.

El consumo debido a abastecimientos particulares varía de una población a otra, por lo tanto no se pueden establecer reglas generales para estimar su cantidad, sin embargo, en poblaciones pequeñas es fácil conocer estas cantidades con exactitud.

#### 6.- VARIACION HORARIA :

El escurrimiento de aguas negras por hora, es más importante para el proyectista que el escurrimiento medio por día, ya que el sistema debe

tener la capacidad suficiente para tomar el gasto máximo horario en el día de máximo caudal del año.

En toda red en operación existe por lo tanto una hora un día del año, en que la aportación es máxima. Este dato solo puede obtenerse de la observación experimental y por falta muchas veces de información estadística, en el Perú y en otros países es necesario recurrir a las experiencias en el extranjero y fundamentalmente de las experiencias americanas que son con las que estamos más familiarizados.

El gasto medio se usa siempre como parámetro para obtener el gasto máximo, afectándolo de un coeficiente. Este coeficiente (M), depende en general del número de habitantes servidos y existen varias fórmulas empíricas para determinarlo como son las siguientes :

$$\text{Fórmula de Babitt} : M = \frac{5}{p^{1/5}} \times Q$$

$$\text{Fórmula de Harmon} : M = 1 + \frac{14}{4 + p^{1/2}} \times Q$$

En las fórmulas anteriores

M = Relación del gasto Máximo al Gasto Medio.

M = Miles de habitantes servidos.

Q = Gasto medio en lts/seg.

NOTA: Las dos fórmulas son aplicables unicamente de 1,000 a 1'000,000 habitantes.

En el presente proyecto se ha escogido el Número de Harmon para realizar los cálculos.

Para determinar el gasto máximo de aguas negras en un punto dado a la red, forzosamente necesitaremos conocer el número de habitantes futuros que aportarán sus desechos a ese punto.

Ya vimos que este dato no puede obtenerse con precisión porque no tenemos idea de como va a distribuirse la población en el futuro dentro de la zona actualmente urbanizada, aún en el caso de que se tuviera disponible un censo de los habitantes en cada frente de una manzana. Por la anterior razón se supone :

1°- Que la población está uniformemente repartida y que es proporcional al área drenada considerada.

2°- Que la población está uniformemente repartida y que es proporcional a la longitud de colectores considerada.

Ninguna de las anteriores consideraciones es rigurosamente cierta, pero no deben preocupar al proyectista ya que la incertidumbre envuelta en la determinación del gasto de aportación y del gasto máximo es muy grande.

Debe tenerse presente en las cabezas de los colectores que es donde aparece un gasto muy pequeño, la capacidad del colector quedará muy excedida porque se emplea un diámetro mínimo que generalmente es de 20 cm. En los colectores principales si puede tener importancia, pero como estos tienen un área o longitud tributaria más o menos grande, el gasto obtenido se aproximará a su valor verdadero y por último en el emisor se tiene que considerar la población futura.

El gasto mínimo se obtendrá lógicamente dividiendo el gasto medio por el coeficiente obtenido suponiéndose de esta suerte; que las desviaciones tanto del gasto máximo como del mínimo son iguales.

#### AREA BRUTA DRENADA :

El cálculo del área bruta drenada arroja el siguiente resultado dividido en la forma que se indica.

ZONA	A	=	110	Has. Brutas.
ZONA	B	=	45.8	Has. Brutas.
ZONA	C	=	53.6	Has. Brutas.
ZONA	D	=	26.9	Has. Brutas.
ZONA	E	=	2.5	Has. Brutas.

Area total drenada : 257.1 Has. Brutas.

Considerando que la población está uniformemente repartida (ya que la densidad varía de acuerdo a las diferentes zonas)

$$\text{Densidad actual} = \frac{20,000}{257.1} \quad 80 \text{ Hab/ha. bruta}$$

Consideración asumida para el año 1997 (Primera etapa de 15 años)



Densidad (1977) = 120 Hab/Ha. bruta.

Al final del período de diseño se tendrá : (1992)

Densidad de saturación =  $\frac{50,000}{257.1}$  195 Hab/Ha.

Densidad bastante alta para una población típicamente selvática como lo es Pucallpa.

POBLACIONES ASUMIDAS POR ZONAS AL FINAL DEL PERIODO DE DISEÑO :

ZONA A = 21,000 M = 2.63

ZONA B = 9,000 M = 3.00

ZONA C = 11,000 M = 2.91

ZONA D = 5,000 M = 3.24

ZONA E = 3,500 M = 3.33

CALCULO DEL APORTE FUTURO DE DESAGUES DE LA POBLACION :

Consideraciones asumidas para el Cálculo de la Red.-

Tiempo de diseño = 30 años

Población futura a servir = 50,000 habitantes.

Densidad de saturación considerada = 195 Hab/Hectárea.

Dotación de agua = 250 lt/persona/día.

Contribución de agua a la red de desagüe = 80% = 200 lt/pers/día

Infiltración = 1 litro/segundo y por Km. de tub.

Longitud total de tubería (aproximada) = 45.5 Kms.

Aporte promedio =  $\frac{50,000 \times 200}{86,400}$  = 116 lts/seg.

Aporte por Km. de Tub. =  $\frac{116}{45.5}$  = 2.55 lt/sg/km. de Tub.

Con este valor se han realizado los cálculos que figuran en los cuadros de valores, los gastos máximos y mínimos se han determinado de acuerdo al N° de Harmon para cada zona.

Finalmente se encontró :

Longitud real de tubería metrada = 46.3 Km.

Aporte real por Km. de Tub. =  $\frac{116}{46.3}$  = 2.5 lt/sg/Km. de Tub.

El error cometido alcanza a 0.05 Lt/sg. del promedio, en exceso, lo

que implica mayor margen de seguridad.

Al comparar los gastos máximos hallados en los cuadros de valores y los tomados como base para los cálculos de las estaciones de bombeo, se observa que los primeros son mayores debido a que se han calculado en función de la longitud de colectores, en cambio los otros se han obtenido en base a las poblaciones asumidas por zonas.

CUADRO DE VALORES DE LA RED

## C A P I T U L O V

### CONDICIONES DE DISEÑO :

- 1.- La capacidad de la red ha sido calculada para la máxima población futura a servirse.
- 2.- Para el cálculo de los aportes máximos se ha empleado el coeficiente de HARMON.
- 3.- La tubería a emplearse en los colectores es de concreto normalizado, de tipo espiga y campana con tubos de 1 mt. de longitud esto hasta 16" los de 17" y 21" serán del tipo HUME.
- 4.- En caso de construirse la tubería a utilizarse en el lugar, se darán las especificaciones correspondientes para su elaboración.
- 5.- En el cálculo de la red de desagües se ha tratado de emplear como pauta general el Sistema de Zetas ó Bayonetas, que es el recomendado para tener menores tramos de cabeceras de colectores, sin embargo en numerosas trazos se ha cambiado de acuerdo a la topografía del terreno.
- 6.- Las pendientes de los colectores han sido trazadas siguiendo en lo posible la pendiente del terreno, para tener el mínimo de excavación de zanjas.
- 7.- En los tramos de cabecera donde los gastos mínimos dan una velocidad menor a la mínima recomendada, será conveniente efectuar la limpieza periódica con agua a presión. Esta recomendación es solo para los tramos de cabecera con pendiente 10 %.
- 8.- Cuadro de pendientes mínimas utilizado en los cálculos.

<u>DIAMETROS</u>	<u>PENDIENTES MINIMAS EN %</u>
8" = 200 m. m.	5.0
10" = 250 m. m.	3.5
12" = 300 m. m.	2.5
14" = 350 m. m.	2.3
16" = 400 m. m.	2.0
18" = 450 m. m.	1.8
20" = 500 m. m.	1.5
24" = 600 m. m.	1.0

9.- En el Emisor General final (partiendo del buzón N° 454, sona de la Ho yada) la tubería trabajará a presión y esta será no mayor de 10 mts.

10° Debido a las características de construcción y de trabajo en la tubería de los Emisores, se prohíbe realizar conexiones con ellos.

11° En resumen el sistema de desagües consta de :

Colectores de 8"	con una longitud de	43,220.0 mts.
Colectores de 10"	con una longitud de	1,278.0 mts.
Colectores de 12"	con una longitud de	722.0 mts.
Colectores de 14"	con una longitud de	546.0 mts.
Colectores de 16 "	con una longitud de	426.0 mts.
Colectores de 21"	con una longitud de	260.0 mts.

#### EMISORES :

a.- Con tuberías de fierro fundido.

1.- Línea General de Bombeo hasta el buzón N° 451.

Tubería de 8" con una longitud de 15 mts.

Tubería de 10" con una longitud de 230 mts.

Tubería de 12" con una longitud de 775 mts.

Tubería de 14" con una longitud de 747 mts.

2.- Emisor de la Estación de Bombeo de la zona "E" al buzón N° 365.

Tubería de 8" con una longitud de 166 mts.

b.- Con tuberías de concreto reforzado.

1.- Línea de Descarga ó Emisor Final.

Tubería de 16" con una longitud de 830 mts.

2.- Emisor a Pacacocha (Emisor de la Zona "D")

Tubería de 8" con una longitud de 190 mts.

#### CONDICIONES CONSTRUCTIVAS :

1.- El trazo ó alineamiento general de la red de desagües debe seguir en lo posible por el eje de las calles marcadas en el plano y debe efectuarse de acuerdo con las pendientes, distancias y otros datos contenidos en los perfiles del proyecto oficial, previo replanteo de este. Cualquier modificación en los perfiles por exigirlo así las circunstancias de carácter local, debe recibir una aprobación previa.

2.- Las tuberías de desagüer han sido proyectadas en tramos rectos entre buzones de inspección, instalándose estos en todos los cambios de direc

ción, pendiente y a intervalos convenientes. En las zonas inundables se ha colocado el menor número posible de buzones.

- 3.- La profundidad mínima de excavación, para las tuberías en general, es de 1.3 metros debajo del nivel de la calle. En general la excavación debe contemplar un enterramiento mínimo de 1.00 mt. sobre la cabeza de las uniones. El ancho de la zanja debe ser tal que haya como mínimo 0.15 mts. entre la cara exterior de las cabezas de tubo y la pared de la zanja, se ha considerado un ancho de zanja de acuerdo a su profundidad.
- 4.- El diámetro mínimo utilizado para las tuberías de relleno es de 8" y de las conexiones domiciliarias será de 6".
- 5.- El fondo de la zanja donde se colocará la tubería, se preparará convenientemente. El fondo se nivelará conformándose exactamente a la base de la tubería de manera que está se asiente uniformemente en toda su longitud, sin este requisito no se permitirá la colocación de tubería alguna; para los collares de las uniones, se practicarán cavidades apropiadas para facilitar la labor de calafateo.
- 6.- Los tubos de desagües deben ser tendidos siguiendo la verdadera línea de pendiente, con la campana hacia arriba para recibir el calafateo final, centrándolas perfectamente y relleno el espacio anular de las campanas con estopa alquitranada, la que se hará penetrar profundamente.
- 7.- La tubería debe cuidarse que esté completamente limpia a fin de que la adherencia de la mezcla del calafateo en la junta sea lo más perfecta.
- 8.- Cada tubo debe ser inspeccionado y corregido en todos sus defectos antes de ser colocado en la zanja.
- 9.- La mezcla para el calafateo será de una proporción igual a una parte de cemento por una de arena, usando una cantidad de agua que apenas la humedezca a fin de hacerla trabajable. La mezcla en seco se prepara en pequeñas cantidades y solo se humedecerá la cantidad necesaria para calafetear una cabeza, no deberá usarse mezcla humedecida que tenga más de media hora preparada.
10. Exteriormente los bordes de las campanas serán cubiertos en bisel con mortero hasta formar un anillo tronco conico con la generatriz inclinada 45° sobre el eje de la tubería.



11.- En general; las especificaciones de construcción serán las dadas por el Ministerio de Fomento.

#### REFUERZO DE TUBERIA :

En los tramos en que los colectores no llegan a tener el enterramiento mínimo y con el fin de proteger la tubería se puede reforzarla, rellenar la zona ó emplear tubería de fierro fundido, Lo más práctico es reforzar la tubería, el refuerzo consiste en construir un bloque de concreto 1:2:4, de sección cuadrada de 0.4 mts. de lado con fierro de 1/2" a razón de 20 kgs. por metro lineal, el fierro se colocará en espiral y longitudinalmente. En los perfiles se indican los tramos que deben reforzarse.

#### PRUEBA DE LA TUBERIA :

Una vez terminado un tramo antes de efectuar el relleno de la zanja se realizará una prueba de las juntas.

La prueba se hará con humo ó con agua.

La prueba con humo se practicará a la presión de 1/5 de atmósfera durante 20 minutos, debiendo utilizarse para producir el humo, materiales que no dañen la canalización.

La prueba con agua se hará con la presión de agua resultante de un tramo entre los buzones consecutivos y durante 20 minutos, siendo la carga mínima de agua para la prueba de 2 mts.

También se debe hacerse la prueba de alineamiento, haciendo relampaguear una luz en uno de los buzones y viendo por el opuesto si hay interferencias en el alineamiento.

#### RELLENO DE ZANJAS :

Si las pruebas a que se refiere el párrafo anterior fueran satisfactorias se procederá tan pronto como sea posible a efectuar el relleno de la zanja por capas sucesivas de 0.3 mts. de espesor, cada una de las cuales será completamente compactada, el asentamiento con agua no se permitirá.

#### BUZONES DE INSPECCION :

El primer trabajo debe ser la construcción de los buzones de acuerdo a los planos de perfiles y que serán los que determinen la nivelación y alineamiento de la tubería. En cada cambio de dirección se construirá un buzón, en los cruces de calles ó en las calles que tengan más de 105 mts. se construirá un buzón intermedio.

Los cimientos y el fondo serán construidos de concreto y las pa redes como se especifican en los planos respectivos.

La cara interior del buzón será enlucida con acabado fino de una capa de mortero con una parte de cemento por tres de arena y un espesor de 1.5 cms. Todas las esquinas serán redondeadas. Los pisos serán de media caña de acuerdo con el diámetro del tubo y las de cruce se redondearán de acuerdo con la dirección que deben seguir las aguas. Los buzones de más de 1.5 mts. de profundidad llevarán escalines de fierro cada 0.3 mts.

#### CASOS PARTICULARES :

- 1.- Buzones especiales, se ha denominado así a todos aquellos que están ubicados dentro de las zonas inundables, se ha tratado de colocar el menor número posible. Serán totalmente impermeables y su tapa se elevará por encima de la cota 147.0 mts. (cota máxima de inundación) Su construcción se hará de acuerdo a los planos correspondientes.

##### Relación.-

Zona (A) - Buzones Nos. 234, 235, 236, 237, 238, 239.

Zona (B) - Buzones Nos. 290, 343, 351, 352, 353.

Zona (C) - Buzones Nos. 447, 448, 484, 485.

Estos buzones llevarán refuerzo de fierro de 1/2" a razón de 45 kg. por metro de profundidad (70 Kgs. por metro cúbico).

##### Impermeabilización de Buzones Especiales.-

Los buzones especiales por estar en zonas inundables serán completa mente impermeables.

Se empleará Sika N° 1, en la proporción 1:10 por volumen (Un litro de pasta Sika N° 1, más 10 litros de agua).

La primera capa tendrá un espesor de un centímetro, con mortero cemento-arena 1:2 y Sika. La segunda capa será de mortero 1:1 y Si ka de 8 m.m. de espesor, con una capa final de 2 m.m. de cemento pu ro y Sika, bien alisada con plancha metálica. Para preparar el mor tero, se mezclará el cemento y la arena en la proporción indicada ; después se añade la solución Sika N° 1, en la proporción 1:10 y se revuelve constantemente. La cantidad de solución de Sika dependerá de la consistencia deseada. La pasta de cemento y Sika se preparará análogamente. El preparado con Sika debe emplearse dentro de 3 ó 4 horas. Se protegerá esta impermeabilización de los efectos de una

deseccación rápida por los rayos del sol, por ejemplo. El curado se hará durante 4 días seguidos se impermeabilizarán las superficies íntegramente.

- 2.- En la Zona (C) el buzón N° 447 (Cruce de los Jirones 2 de Mayo y Mariscal Cáceres) tiene solamente 0.86 mts. de profundidad, (con respecto a la cota de terreno 146.10 mts) como está en zona inundable debe sobresalir por encima de la cota 147.00. Las casas situadas - en esta zona son drenadas sin ninguna dificultad ya que todas estan encima de la cota de inundación. Se ha diseñado de este modo con el objeto de no profundizar el buzón N° 486 que determina la profundidad de la estación de bombeo de esta zona. El buzón tendrá una altura total de 1.96 mts.
- 3.- En el Jirón Huascar entre los buzones Nos. 61 y 295 se ha colocado un buzón intermedio N° 293, a pesar de que se indica que solo tiene 100 mts. se ha tomado esta precaución debido a que en esa zona no - se han podido medir las calles por que no estan delimitadas y por - estar en ella el aeropuerto, tomándose la medida del plano.
- 4.- En la calle Tumbes, entre los buzones Nos. 23 y 31, se han colocado 2 buzones intermedios independientes que drenan practicamente esa - cuadra, esto debido a la topografía del terreno. El cruzar un colector en un solo sentido, con un buzón intermedio, ya sea hacia el colector que sigue la carretera Federico Basadre ó la que sigue la - calle Daniel A. Carrión, origina una profundización, en cualquiera de ellos, que no es aceptable por ser un valor elevado que profundiza el resto de la red.

## C A P I T U L O VI

### ALTERNATIVAS PARA EL BOMBEO :

Habiéndose llegado a la conclusión de que el desagüe será - bombeado, se estudiarán las posibilidades que se presentan para tal efecto.

El desagüe será bombeado a una cámara ó buzón de reunión (# 451) situado en una cota tal que el emisor pueda descargar sin problema - alguno esto será adaptado cualquiera que sea la solución tomada. Cota de fondo del buzón de reunión 155.30 mts.

### ALTERNATIVAS :

#### 1.- Bombes de Relevos.

Se bombearía de la zona (A) a la (B) de allí a la (C) y de esta a la cámara ó buzón de reunión. Según esto en comparación con las otras posibilidades se obtiene.

Carga.- Mayor.

Bombas.- Mayores en orden creciente.

Potencia.- Mayor.

Longitud de tuberías.- Mínima.

Diámetros.- Mayores en orden creciente.

Gastos.- Mayores en orden creciente.

Seguridad.- Menor, ya que el malograrse una estación afectaría a las otras, lo más grave sería que no funcione la estación de la zona (C), esta paralizaría todo el sistema.

#### Conclusión.

Este sistema no ofrece mayor ventaja, pues su costo sería el más elevado, ya que la potencia de las bombas no se emplea al máximo al tener una corta línea de impulsión; aparte de que no ofrece ninguna seguridad.

#### 2.- Bombes Totalmente Independientes.

De cada zona se bombeará hasta la cámara de reunión.

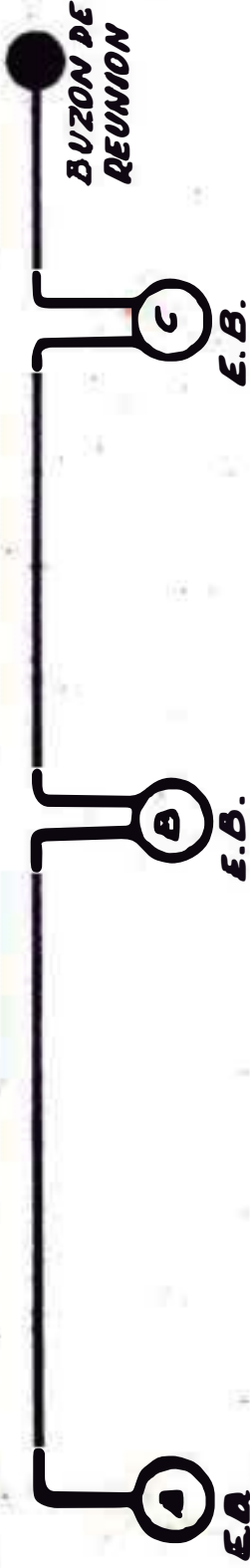
Cargas.- Menores.

Bombas.- Menores.

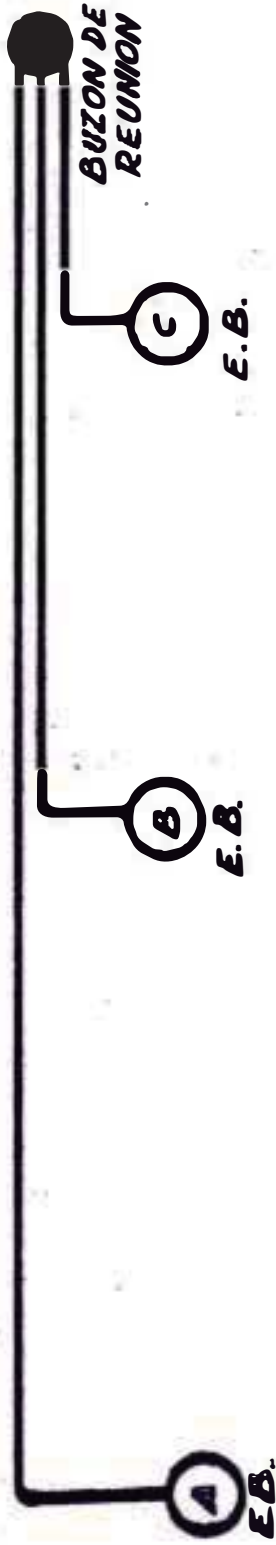
Potencia.- Menores.

NOTA.- E. B. = ESTACION DE BOMBEO

1- BOMBEO DE RELEVOS



2- BOMBEO INDEPENDIENTES



3- BOMBEO INDEPENDIENTES CONECTADOS A UN EMISOR PRINCIPAL (SISTEMA ADOPTADO)

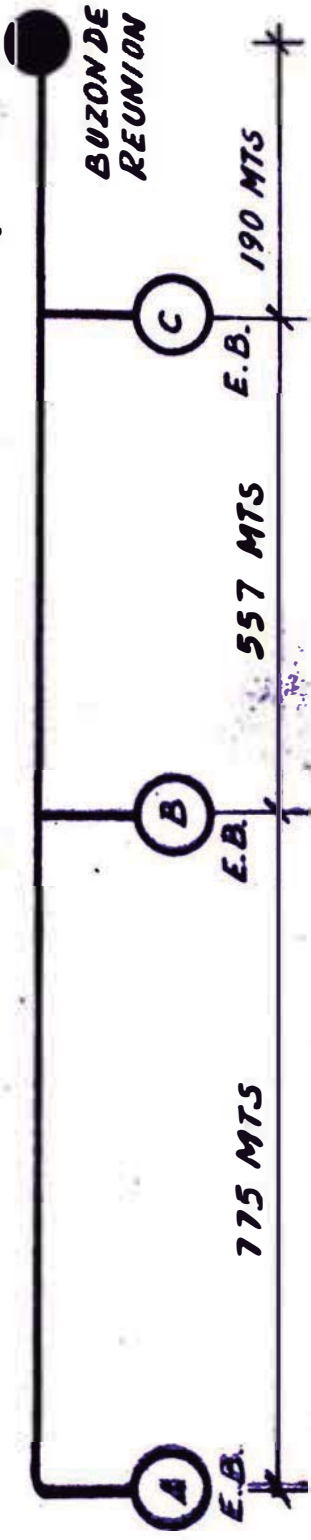


DIAGRAMA DE LAS POSIBILIDADES DE BOMBEO

Longitud de tubería.- Mayores.

Diámetros.- Menores.

Gastos.- Menores.

Seguridad.- Mayor - Este es el sistema más seguro, pues - ninguna zona se afecta con el no funcionamiento de la otra.

#### Conclusión.

Este sistema es el más seguro, tiene la desventaja de que se emplea una longitud de tubería mayor que elevan considerablemente el costo.

### 3.- Bombes Independientes conectados a un Emisor Principal.

Cargas.- Iguales a la posibilidad (2)

Bombas.- Iguales a la posibilidad (2)

Potencia.- Igual a la posibilidad (2)

Diámetros.- Mayores en orden creciente.

Gastos.- Mayores en orden creciente.

Longitud de tubería.- Menor, ya que la tubería de impulsión de cada estación se conecta directamente al emisor principal.

Seguridad.- Menor con respecto a la consideración anterior

#### Conclusión.

La menor seguridad que ofrece este sistema se puede compensar con un buen cuidado de la línea general, además en cada conexión se colocarán las válvulas necesarias para obtener un sistema seguro, la ventaja que ofrece es que la longitud de tubería utilizada es menor.

#### Solución.

La posibilidad (1) se desecha por antieconómica, la posibilidad (2) es ligeramente más segura como la (3), la posibilidad (3) se puede hacer tan segura como la (2) con el empleo de válvulas y tiene como ventajas principales que utiliza menor longitud de tubería - (aunque posiblemente de mayor diámetro) y que la conservación se limitará a una sola línea de impulsión general y no a tres como en la posibilidad (2), por todo lo anotado se adopta la posibilidad (3) o sea "BOMBES INDEPENDIENTES CONECTADOS A UN EMISOR GENERAL".



## LINEA DE IMPULSION :

Después de realizar una serie de especulaciones, tomando como bases de comparación los costos anuales totales de bombeo y las velocidades, sobre la posibilidad de emplear una sola línea general de impulsión con diámetros variables, por resultar lo más económico se ha llegado a las siguientes conclusiones :

- 1°- La zona (B) tiene un gasto máximo horario inferior en comparación con las zonas (A) y (C), y si conectado a la línea general de impulsión se tiene el caso de que en un momento dado esté funcionando sola el diámetro con el que se obtiene una velocidad mínima permisible es muy reducido, el que en caso de funcionar al mismo tiempo con las otras zonas resulta excedido, dando pérdidas de cargas elevadas que no son recomendables por ningún motivo debido principalmente a que elevan la potencia requerida. La condición de velocidad mínima se puede obtener bombeando siempre de esta zona un gasto tal que con el diámetro de la tubería de impulsión que viene de la zona (A) cumpla con esta velocidad, además no deberá aumentarse el diámetro en la zona (C) para conservar la velocidad, lo que resulta ilógico, lo expuesto da lugar a dos posibilidades, la primera: a que en esta zona se utilicen bombas de mayor caudal que el máximo a 30 años para cumplir con las condiciones de velocidad, lo que consecuentemente eleva la potencia requerida en el equipo y los costos, la segunda: a que se utilicen bombas con el máximo horario a 15 años, esta solución da lugar a que este gasto en caso de circular solo tenga una velocidad muy reducida, que ocasionará asentamientos, pero esto se justifica, debido a que esta posibilidad puede ocurrir solo en un lapso corto, porque apenas comience a circular el gasto de otra zona la velocidad se eleva y los sedimentos serán arrastrados, esta es la solución adoptada por ser la más económica ya que el colocar un emisor independiente para la 2a. zona, de 12 Ø" y 750mts. elevarían el costo aunque la seguridad del sistema es mayor y no hay problema de velocidad.
- 2°- Las zonas (A); (C) que tienen los gastos máximos horarios más altos, son las que determinarán prácticamente el diámetro de la línea de im

pulsión; pero con la condición de que cada uno se bombee un gasto tal que si circulara solo por la tubería cumpla con la condición de velocidad mínima.

En las soluciones adoptadas se ha tratado de hacer prevalecer el factor velocidad sobre el económico.

#### POSIBILIDAD DE ANULAR EL BOMBEO DE LA ZONA (B).-

Habiéndose encontrado que el gasto de esta zona no cumplirá con las condiciones de velocidad y acarreará problemas de sedimentos esto hace pensar en la posibilidad de poder anular el bombeo de esta zona, por no poder disponerse el desagüe al río, la única es la de realizar una excavación, para pasar el desagüe de esta zona a la zona (C), según el perfil, (aparte) resulta que la excavación que hay que hacer tiene más de 3.5 mt. de profundidad en 250 metros y llega a tener hasta 11 metros en el punto más desfavorable (diámetro 12", gradientiente 2.5 ‰ longitud, 425 mts. ) lo que hace prácticamente irrealizables una excavación de este tipo, por lo que tendría que pensarse en construir un tunel de pasaje de 250 mts. con espacio suficiente para que pueda trabajar por lo menos un hombre, este trabajo es delicado, muy costoso y tendría que hacerse de tal modo que nunca deje de funcionar, pues una reparación sería laboriosa y costosa a la vez.

Al hacer este pase del desagüe nos representa la eliminación del mantenimiento y operación de una estación de bombeo, mejores condiciones hidráulicas, pero el desagüe tiene que bombearse de todas maneras desde la zona (C), la potencia requerida siempre es la misma y la línea de impulsión no se altera.

En vista de los inconvenientes y de las pocas ventajas que se obtendrán, se desecha esta posibilidad.

#### CLACULOS DE LOS DIAMETROS DE LA LINEA DE IMPULSION

##### Consideraciones Asumidas.-

- 1.- El costo total anual de bombeo se ha calculado considerando que se bombea el gasto promedio futuro.

- 2.- La potencia máxima instalada está dada por el máximo horario.
- 3.- La cota máxima de bombeo es 155.50 mt. (Cota de fondo de buzón N°451)
- 4.- El precio asumido del kilowatt hora es S/. 1.50.
- 5.- La tubería utilizada como base de comparación es la de presión Eternit, Clase 105, se han graficado los precios totales por metro lineal versus diámetros, obteniéndose una recta promedio que indica que los precios varían aproximadamente en S/. 100.00, por diámetro y metro lineal (gráfico aparte).
- 6.- La tubería se calculará para el período de diseño ó sea 30 años.

CALCULO DE LA POTENCIA :

Fórmulas empleadas : 
$$HP = \frac{Q \text{ (lts/seg)} \times H_{DT} \text{ (mts)}}{75 \times E \text{ (\%)}}$$

Siendo : Q = Gasto

$H_{DT}$  = Altura total de bombeo.

E = Eficiencia

KWh = HP x 0.75

Las potencias se calcularán sin considerar la pérdida de carga en las tuberías, la eficiencia total se asume  $E = 0.5$ , se desprenderán las pérdidas de carga por accesorios porque en longitud equivalente no alteran - mayormente los resultados (posteriormente son calculados), el costo anual base se calculará con esta potencia.

CALCULO DEL COSTO ANUAL :

El costo anual real se hallará de la siguiente manera, al determinar el diámetro, se encuentra una pérdida de carga (hf) que representa un porcentaje de la altura de bombeo considerada, luego el costo anual base se multiplicará por este factor y se le aumentará el costo anual base hallándose el costo anual real de bombeo para ese diámetro.

CALCULOS POR ZONAS :

ZONA (A) -

Cota máxima de descarga	:	155.50
Cota de llegada a la P.B.	:	<u>142.20</u>
Altura estática	:	13.30
Tirante de la cámara húmeda	:	1.00
Tirante de cebado	:	<u>0.25</u>
Altura estática total	:	14.55

Caudal promedio futuro (1992) = 68.6 lts/seg.

$$HP = \frac{68.6 \times 14.55}{75 \times 0.5} = 26.62$$

$$KW = 0.75 \times 26.62 = 19.96$$

Costo anual = 19.96 x 24 x 365 x 1.5 = S/. 262,274.00

Zona (B) -

Cota máxima de descarga = 155.50

Cota de llegada a la P.B. = 144.07

Altura estática = 11.43

Tirante de la Cámara húmeda = 1.00

Tirante de cebado, = 0.25

Altura estática total = 12.70

Caudal promedio futuro = 28.5 lts/seg.

$$HP = \frac{28.5 \times 12.70}{75 \times 0.5} = 9.65$$

$$KW = 9.65 \times 0.75 = 7.24$$

Costo anual = 7.24 x 13.140 = S/. 95,120.00

Zona (C) -

Cota máxima de descarga = 155.50

Cota de llegada a la P.B. = 144.50

Altura estática = 11.00

Tirante de la Cámara Húmeda = 1.00

Tirante de cebado = 0.25

Altura total = 12.25

Caudal promedio futuro = 46.8 lts/seg.

$$HP = \frac{46.8 \times 12.25}{75 \times 0.5} = 15.29$$

$$KW = 0.75 \times 15.29 = 11.46$$

Costo anual = S/. 13,140.00 x 11.46 = S/. 150,663.00

Longitudes parciales consideradas :

De P.B. (A) a P.B. (B) = 775 mts.

De P.B. (B) a P.B. (C) = 557 mts.

De P.B. (C) a buzón N° 451 = 190 mts.

ZONA "A"

Φ PULG.	V M/SEG	S %	h <sub>f</sub> MTS	$\frac{h_f}{H_D}$	COSTO DE TUB. \$/M.L.	COSTO TOTAL DE TUBERIA \$/%	COSTO ANUAL DE TUBERIA \$/%	COSTO ANUAL DE BOMBEO \$/%	COSTO ANUAL TOTAL \$/%
12"	2.16	21.0	16.30	1.12	360	279,000	9,300	556,020	565,320
14"	1.57	9.5	7.36	0.51	460	356,500	11,880	395,000	406,880
16"	1.20	5.0	3.87	0.27	560	434,000	14,470	332,040	346,510
18"	0.94	2.8	2.17	0.15	660	511,500	17,050	301,350	318,400
20"	0.75	1.6	1.24	0.09	760	589,000	19,630	284,460	304,090
21"	0.68	1.3	1.00	0.07	810	627,750	20,930	280,100	301,030
22"	0.63	1.0	0.77	0.05	860	666,500	22,220	276,170	298,390

COSTO ANUAL = \$/ 262,274 (SIN CONSIDERAR LAS PERDIDAS DE CARGA LOCALES)

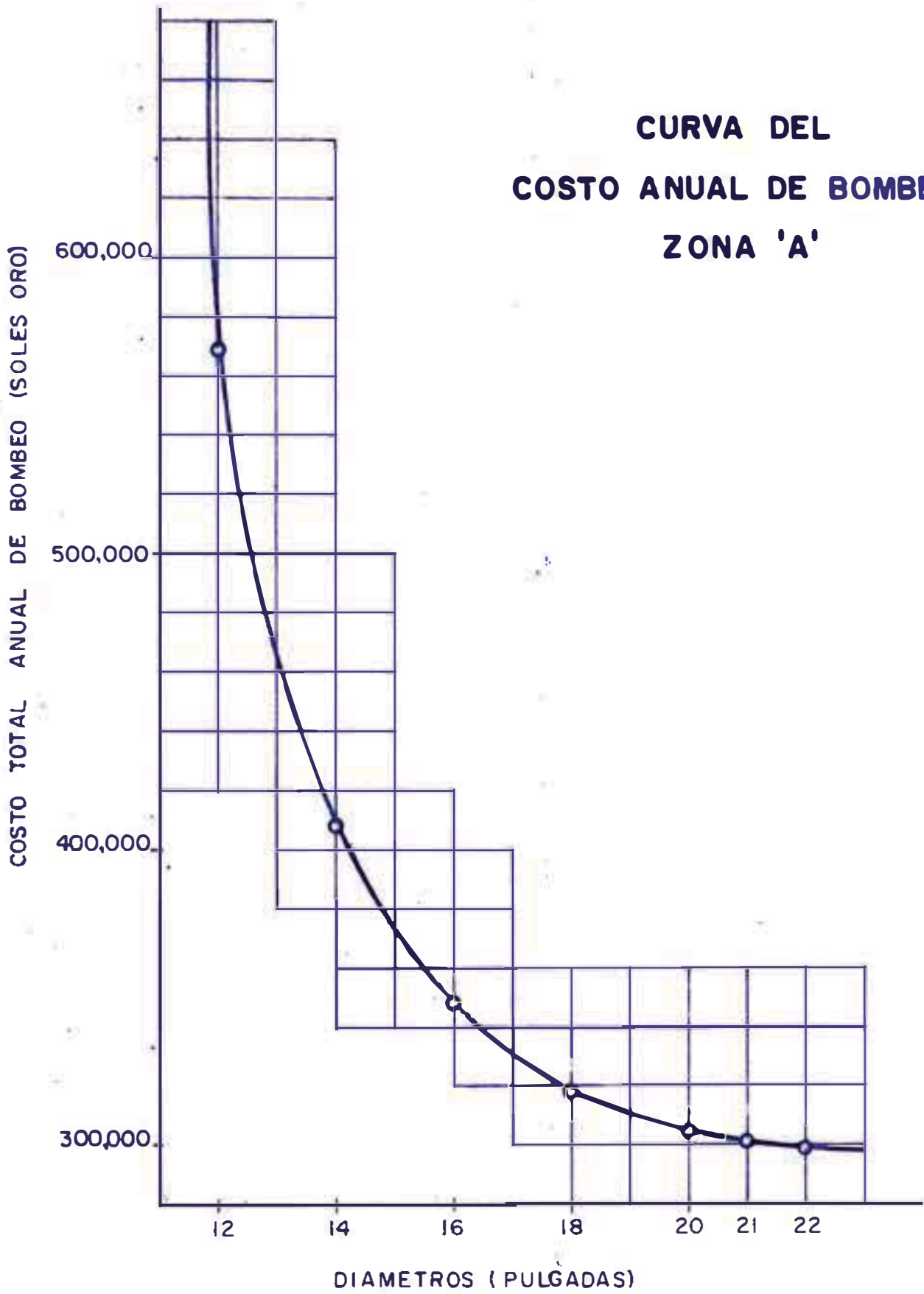
H<sub>D</sub> = 14.55 MTS

LONGITUD DE TUBERIA = 775 MTS

GASTO = 148 LTS/SEG

NOTA: - LOS CALCULOS SE HAN REALIZADO UTILIZANDO EL NOMOGRAMA DE HAZEN-WILLIAMS (C = 100)

# CURVA DEL COSTO ANUAL DE BOMBEO ZONA 'A'





ZONA "B"

$\phi$	V	S	hf	$\frac{hf}{H_D}$	COSTO DE TUB. \$/M.P.	COSTO TOTAL DE TUBERIA \$	COSTO ANUAL DE TUBERIA \$	COSTO ANUAL DE BOMBEO \$	COSTO ANUAL TOTAL \$
PULG.	M/SEG	%	MTS			%	%	%	%
12"	3.20	44	24.5	1.93	360	200,520	6,680	278,700	285,380
14"	2.25	19	10.6	0.84	460	256,220	8,540	174,500	183,040
16"	1.78	10	5.6	0.44	560	311,920	10,400	137,070	147,470
18"	1.40	5.8	3.2	0.25	660	367,620	12,250	119,090	131,340
20"	1.10	3.3	1.8	0.14	760	423,320	14,110	108,630	122,740
21"	0.98	2.6	1.5	0.12	810	451,170	15,040	106,340	121,380
22"	0.90	2.0	1.1	0.09	860	479,020	15,370	103,300	119,270
24"	0.77	1.35	0.75	0.06	960	535,000	17,800	100,730	116,530

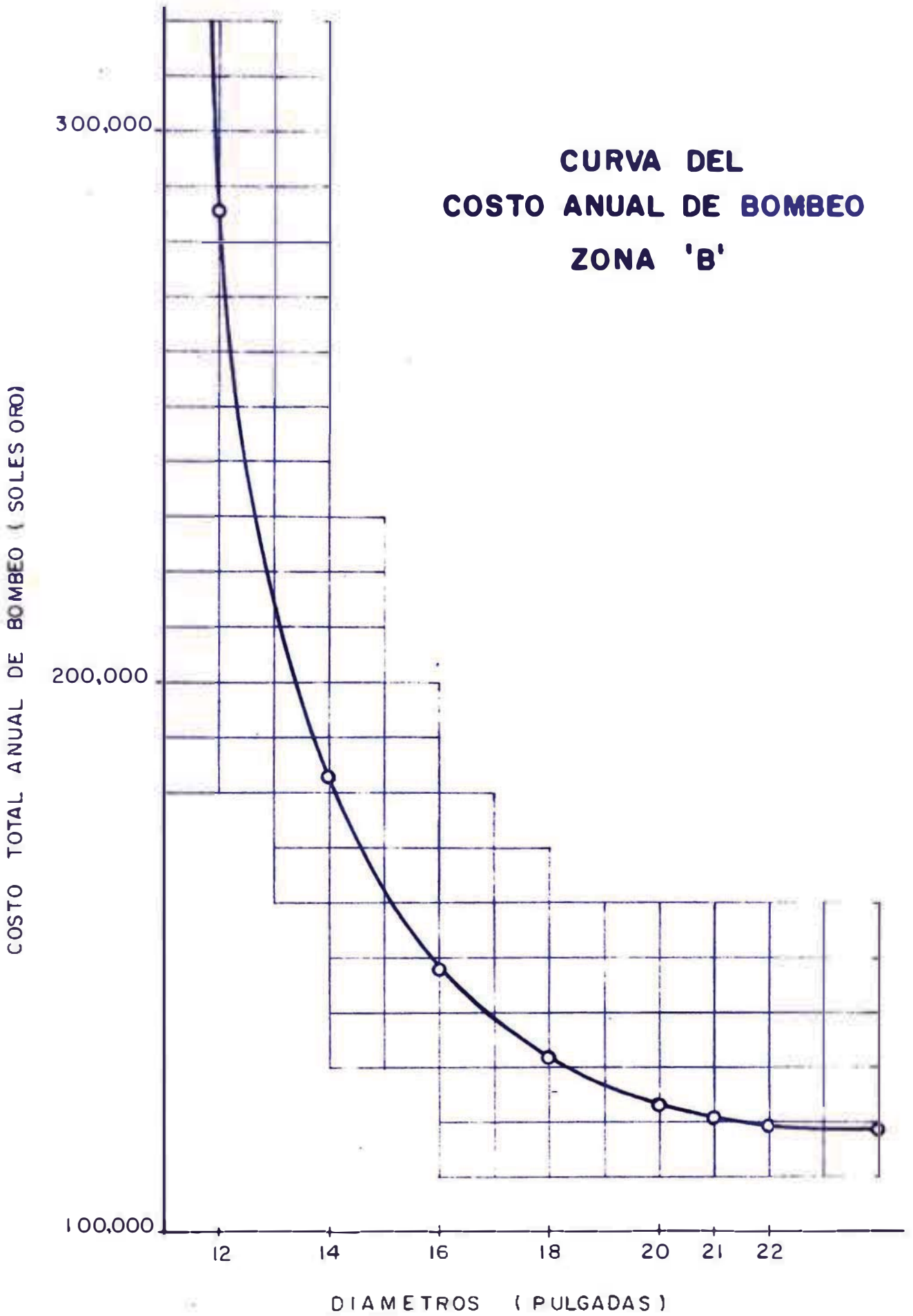
COSTO ANUAL = \$/ 95,120 (SIN CONSIDERAR LAS PERDIDAS DE CARGA LOCALES)

$H_D = 12.70$  MTS

LONGITUD DE TUBERIA = 557 MTS

GASTO = 218 LT<sup>3</sup>/SEG

**CURVA DEL  
COSTO ANUAL DE BOMBEO  
ZONA 'B'**



ZONA "C"

$\phi$	V	S	HF	$\frac{HF}{HD}$	COSTO DE TUB. \$/M.P.	COSTO TOTAL DE TUBERIA \$.	COSTO ANUAL DE TUBERIA \$.	COSTO ANUAL DE BOMBEO \$.	COSTO ANUAL TOTAL \$.
PULG.	M/SEG.	%	MTS						
14"	3.40	42.0	7.90	0.65	460	87,400	2,910	247,860	250,770
16"	2.70	23.0	4.36	0.36	560	106,400	3,540	204,300	207,840
18"	2.12	13.0	2.50	0.21	660	125,400	4,180	181,400	185,580
20"	1.70	7.4	1.40	0.12	760	144,400	4,810	167,840	172,650
21"	1.53	5.7	1.10	0.09	810	153,900	5,130	164,220	169,350
22"	1.40	4.5	0.86	0.07	860	163,400	5,440	161,210	166,650
24"	1.18	3.0	0.57	0.05	960	182,400	6,080	157,600	163,680

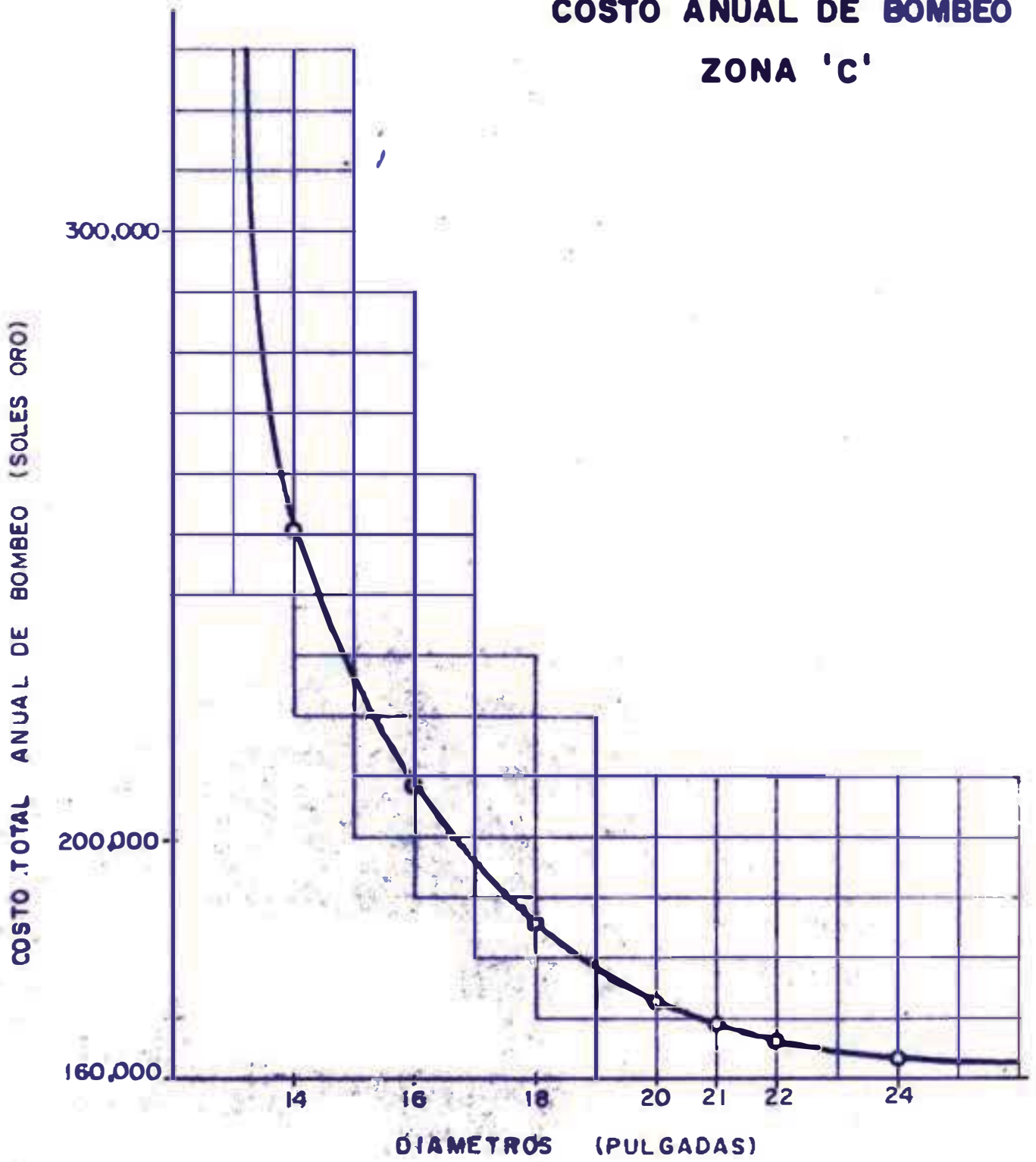
COSTO ANUAL = \$/ 150,663 (SIN CONSIDERAR PERDIDAS DE CARGA LOCALES)

$H_D = 12.25$  MTS

LONGITUD DE LA TUBERIA = 190 MTS

GASTO = 333 LTS/SEG.

**CURVA DEL  
COSTO ANUAL DE BOMBEO  
ZONA 'C'**



## GRAFICOS

En cuadros aparte se han determinado costos totales anuales de bombeo en base de diferentes diámetros.

Se han graficado para cada zona los costos totales anuales de bombeo versus diámetros, para determinar el más económico.

Los costos considerados son los más desfavorables, es decir con las mayores pérdidas de carga que pueden tener lugar, lo que equivale a que se encuentren funcionando al mismo tiempo las 3 plantas de bombeo con los gastos promedios futuros (1992)

### DIAMETROS ADOPTADOS:

Según los gráficos se han obtenido los siguientes resultados.

Zona (A) - Al analizar el gráfico correspondiente, se encuentra que los diámetros más económicos se hallan a partir de 20" sin embargo por ser mayor el máximo horario de ésta zona el de la 'C), y existiendo la posibilidad de que circule sólo un gasto por el emisor, se adoptará el diámetro de 16" que siendo mayor en costo y dando mayor pérdida de carga ofrece mejores condiciones de velocidad que servirá para arrastrar los sedimentos en caso que haya estado funcionando sólo la Zona B.

Zona (B) - Según el gráfico: se encuentra que los diámetros económicos están a partir de 20", para ésta zona se mantendrá el  $\emptyset$  16", con el fin de obtener mejor velocidad de arrastre, aunque se eleva la pérdida de carga y el costo.

Zona (C) - Por razones de velocidad, considerando que circule sólo un gasto ya sea el de la Zona (B) ó el de la Zona (A) se adaptará el diámetro de 18". Este diámetro es el más recomendable debido a las variaciones que sufrirá el caudal, a pesar de que la pérdida aumenta.

### MAXIMAS PERDIDAS DE CARGA :

Se determinarán las pérdidas de carga para las condiciones más desfavorables, es decir considerando que funcionan al mismo tiempo las 3 estaciones de bombeo, con la finalidad de conocer la máxima altura de bombeo para cada una de las zonas. (Se han utilizado el nomograma de Hasen y Williams con  $C = 100$ ). Se utilizarán los gastos máximos en 15 años debido a que las bombas se calcularán para ese período.



Tercer Tramo :

$$\begin{aligned} \text{Longitud} &= 190.0 \\ Q &= 233.1 \text{ lts/seg.} & V &= 1.43 \text{ m/seg.} \\ \phi &= 18'' & S &= 6.4 \\ h_f &= 0.19 \times 6.4 = 1.22 \end{aligned}$$

Segundo Tramo :

$$\begin{aligned} \text{Longitud} &= 557.0 \text{ mts.} \\ Q &= 154.7 \text{ lts/seg.} & V &= 1.22 \text{ m/seg.} \\ \phi &= 16'' & S &= 5.4 \% \\ h_f &= 0.577 \times 5.4 = 3.11 \text{ mts.} \end{aligned}$$

Tercer Tramo :

$$\begin{aligned} \text{Longitud} &= 775.0 \text{ mts.} \\ Q &= 106.4 \text{ lts/seg.} & V &= 0.82 \text{ m/seg.} \\ \phi &= 16'' & S &= 2.5 \% \\ h_f &= 0.775 \times 2.5 = 1.94 \text{ mts.} \end{aligned}$$

NOTA :

La zona C tiene una longitud de tubería de 230.0 mts. de 10" hasra el empálme con la línea general.

Pérdida de carga en ese tramo.

$$\begin{aligned} Q &= 56.5 \text{ lts/seg.} & V &= 1.12 \\ \phi &= 10'' & S &= 9.3 \\ h_f &= 0.230 \times 9.3 = 2.14 \text{ mts.} \end{aligned}$$

Altura total de bombeo Zona "C",  $H_{DT} = 15.91$

ALTURAS TOTALES DE BOMBEO :

$$\begin{aligned} \text{ZONA (A)} \quad H_{DT} &= 14.55 + 1.22 + 3.11 + 1.94 = 20.82 \text{ mt.} \\ \text{ZONA (B)} \quad H_{DT} &= 12.70 + 3.11 + 1.22 = 17.03 \\ \text{ZONA (C)} \quad H_{DT} &= 12.25 + 1.22 = 13.77 \end{aligned}$$

ZONA (E) :

De idéntica manera que para las otras zonas se calculará el diámetro más económico.

Cálculo del costo anual de bombeo.

$$\begin{aligned} \text{Cota máxima de descarga} &= 154.80 \text{ mts.} \\ \text{Cota de llegada a la P.B.} &= \underline{147.05 \text{ mts.}} \\ \text{Altura estática} &= 7.75 \text{ mts.} \end{aligned}$$



Tirante de la cámara húmeda	<u>0.55</u>
Tirante de cebado	<u>0.25</u>
Altura total	8.55 mts.

Caudal promedio futuro = 11.9 lts/seg.

$$HP = \frac{11.9 \times 8.80}{75 \times 0.5} = 2.8 \text{ H.P.}$$

$$KWh = 0.75 \times 2.8 = 2.09$$

$$\text{Costo anual} = 2.09 \times 24 \times 365 \times 1.5 = 27.515.0$$

Diámetro adoptado.-

Según el cuadro obtenido el diámetro más económico es el de 8", luego este es el adoptado.

Altura de Bombeo : (Longitud del emisor = 170.0 mts.)/

$$Q = 21.9 \text{ lts/seg.} \quad V = 0.70 \text{ m/seg.}$$

$$\phi = 8'' \quad S = 5.0 \%$$

$$h_f = 5.0 \times 0.170 = 0.85$$

Altura total de bombeo = 9.59 mts.

EQUIPO DE BOMBAS :

Consideraciones asumidas.-

- 1.- El equipo de bombas se calculará para 15 años, después de los cuales serán reemplazadas, esto se ha considerado de acuerdo a su probable duración.
- 2.- El costo anual de bombeo, para la obtención de los diámetros, se ha obtenido considerando que se bombea el gasto promedio futuro.
- 3.- El factor que determina el tiempo de trabajo de las bombas está dado por  $K = \frac{\text{gasto máximo horario}}{\text{Gasto Promedio}}$

NOTA :

La elección del equipo de bombas se puede llevar a efecto siguiendo diferentes criterios, con lo que se puede conseguir diversidad de resultados todos satisfactorios.

## ALTERNATIVA - PRIMERA ETAPA :

Con el estudio realizado ó sea determinando los diámetros de la línea de impulsión para el período de diseño (30 años) se han hallado valores altos y lo que es má. inconveniente es que se tendrían que utilizar bombas de gran capacidad para cumplir con las condiciones de velocidad mínima, todo esto redundando en una cuantiosa inversión inicial (tubería de hierro fundido y bombas grandes) la que <sup>no</sup> se justifica económicamente si se tiene en cuenta que recién al final del período de diseño la tubería cumplirá su cometido ó sea que trabajará a la capacidad diseñada.

Por todo lo expuesto se cree razonable calcular la línea de impulsión para un lapso menor, que se puede estimar en un promedio de 15 años, lógicamente esta etapa podría resultar corta ó tal vez larga, aceptando esta posibilidad ó alternativa se obtiene una reducción apreciable en los diámetros. Cuando se crea necesario aumentar la capacidad de la línea se colocará otra tubería en paralelo de un diámetro tal que en conjunto lleven el caudal que se requiera, de lo contrario se solucionará de la manera que se crea conveniente.

## RAZONES POR LAS QUE SE CREA CONVENIENTE ESTA ALTERNATIVA

- 1.- Solo una parte de la zona considerada en el proyecto, aproximadamente el 40 % contará en el futuro con servicio de agua potable y la ampliación de este llevará algunos años. El proyecto de abastecimiento de agua considera como población futura 20,000 habitantes, en presente proyecto se está haciendo para una población dos y media veces mayor.
- 2.- No todas las viviendas contarán con conexiones domiciliarias, debido principalmente al estado de su construcción.
- 3.- La población no utilizará inmediatamente el servicio de agua, teniendo que transcurrir algún tiempo para que sea utilizado en su totalidad.

4.- El aporte de agua al desagüe considerado ha sido elegido conservándose un buen margen de seguridad.

5.- En una ciudad tipo selvática como Pucallpa, la población no está uniformemente repartida, además, no se tiende a concentrar sino a deseminarse, por lo que la densidad de saturación es un valor bastante alto (190 hab/Ha. br).

#### CALCULO DE LA LINEA DE IMPULSION A 15 AÑOS :

Se asumirán las siguientes consideraciones :

- 1° Densidad de población en esta etapa igual a 120 habitantes por hectárea bruta.
- 2° El aporte al desagüe será 60 % de la dotación de agua, estimándose este valor como promedio entre los que poseerán y no servicio de agua.
- 3° La infiltración permanecerá con el valor asumido ó sea 1 lt/sg/Km. de tubería, debido a que es un valor que da un buen margen de seguridad y a que no se tiene mayor información al respecto.

Según todo lo considerado se ha obtenido un cuadro de valores (mostrado aparte).

#### DIAMETROS ADOPTADOS :

Haciendo diversos cálculos se han determinado los diámetros que dan pérdidas de carga razonables, ya que estas influyen en las potencias de las bombas.

Se ha utilizado el nomograma de Hazen-Williams para tuberías de fierro fundido, con un valor de  $C = 100$ .

Las pérdidas de carga consideradas son las originadas en la condición más desfavorable ó sea cuando las estaciones de bombeo estan funcionando simultáneamente.

Primer Tramo.- De la Planta de Bombeo de la Zona A hasta la Planta de Bombeo de la Zona B :

$$Q = 85 \text{ lts/seg.}$$

$$L = 775 \text{ mts.}$$

$$\phi = 12''$$

$$S = 7.5 \text{ 0/00}$$

$$h_f = 5.8 \text{ mts.}$$

$$H_{est} = 14.55 \text{ mts.}$$

(1) (2) (3) (4) (5) (6) (7) (8)

ZONA	POBLACION	M	INFILTRACION	ADORTE PROMEDIO PARCIAL	ADORTE PROMEDIO TOTAL	GASTO MINIMO		GASTO MAXIMO	
						PARCIAL	TOTAL	PARCIAL	TOTAL
A	13,200	284	20.0	23.0	43.0	8.1	28.1	65.0	85.0
B	5,500	320	7.8	9.5	17.3	3.0	10.8	30.5	38.0
C	6,500	313	9.5	11.3	20.8	3.6	13.1	35.5	45.0
E	2,200	353	3.7	3.8	7.5	1.0	4.7	13.5	17.0

Segundo Tramo.- De la Planta de Bombeo de la Zona B hasta la Planta de Bombeo de la Zona C :

$$\begin{aligned} Q &= 123 \text{ lts/seg.} \\ L &= 557 \text{ mts.} \\ \emptyset &= 14'' \\ S &= 6.50/00 \\ h_f &= 3.6 \text{ mts.} \\ H_{est} &= 12.70 \text{ mts.} \end{aligned}$$

Tercer Tramo.- De la Planta de Bombeo de la Zona C hasta el buzón N° 451.

$$\begin{aligned} Q &= 135 \text{ lts/seg.} \\ L &= 190 \text{ mts.} \\ \emptyset &= 14'' \\ S &= 14 \text{ 0/00} \\ h_f &= 2.65 \text{ mts.} \\ H_{est} &= 12.25 \text{ mts.} \end{aligned}$$

N O T A : La zona C tiene una longitud de 230 mts. de 10" hasta el empalme con la línea de bombeo.

Pérdida de carga :

$$\begin{aligned} Q &= 62 \text{ lts/seg.} \\ \emptyset &= 10'' \\ V &= 1.28 \text{ mts/seg.} \\ S &= 9.5 \text{ 0/00} \\ h_f &= 0.230 \times 9.5 = 2.20 \text{ mts.} \end{aligned}$$

ALTURAS DE BOMBEO : Sin considerar pérdidas de carga locales :

$$\begin{aligned} \text{ZONA ( A ) : } H_A &= 26.60 \text{ mts.} \\ \text{ZONA ( B ) : } H_B &= 18.95 \text{ mts.} \\ \text{ZONA ( C ) : } H_C &= 17.10 \text{ mts.} \end{aligned}$$

N O T A : Si se utilizan diámetros menores se obtienen alturas de bombeos de masiado altas, debido a las fuertes pérdidas de carga que se originan (sobre todo para la Zona A), alturas que se quedan en el lí

mite de eficiencia de las bombas de desagüe, condición que es muy desfavorable.

#### Equipos de Bombas Adoptado.-

Con el criterio de uniformizar las bombas, aunque se exceda la capacidad en algunos casos se ha escogido.

ZONA A : Para  $Q = 85$  lt/sg. 3 bombas de 30 lts.

ZONA B : Para  $Q = 38$  lt/sg. 1 bomba de 30 lts.  
1 bomba de 10 lts.

ZONA C : Para  $Q = 62$  lt/sg. 2 bombas de 30 lts.

ZONA E : Para  $Q = 17$  lt/sg. 2 bombas de 10 lts.

N O T A : En todos los casos se considera una bomba de repuesto.

#### ZONA (A).- Número de Bombas.-

Se han adoptado 3 bombas de 30 lts; 2 bombas cubrirán el máximo actual y el promedio futuro. 3 bombas cubrirán el máximo futuro y en los mínimos sólo se requerirá 1 bomba.

Si se tiene en cuenta que inmediatamente no se tendrá en funcionamiento el total de las conexiones domiciliarias, es recomendable utilizar al inicio tan sólo 2 bombas y se colocará la tercera cuando sea necesaria.

#### ACCESORIOS :

A.- A lo largo de la línea de impulsión se han colocado en los puntos altos y bajos, válvulas de aire y purga respectivamente.

#### Válvulas de Purga.-

Para su instalación se han colocado tees con un ramal de diámetro menor en el que se instalarán las válvulas de compuerta para purga.

#### Reducciones Efectuadas.-

En la tubería de 12" se han colocado válvulas de 6" (Nº total = 1).

En la tubería de 14" se han colocado válvulas de 8" (Nº total = 2).

#### Válvulas de Aire.-

Según las normas en las válvulas de exclusión de aire la relación de diámetros que se debe tener es :  $d \geq D/8$



Siendo "d" = diámetro del niple de la válvula.

"D" = diámetro de la tubería.

Según esto se utilizarán :

En la tubería de 12" válvulas de 1 3/4" (Nº total = 3)

En la tubería de 14" válvulas de 2" (Nº total = 2)

**NOTA :**

Se pueden eliminar las válvulas mejorando las condiciones de velocidad en los tramos altos y bajos; de modo que el aire y los sedimentos acumulados sean fácilmente arrastrados, esto se consigue reduciendo el diámetro en dichos tramos.

Esta posibilidad ha sido descartada debido a que ocasionaba una fuerte pérdida de carga.

B.- Inmediatamente antes del empalme de la línea de descarga de las estaciones de bombeo de las zonas B Y C con el emisor general, se han colocado válvulas para mayor seguridad del sistema y con el fin de encausar el desagüe correctamente.

C.- La instalación de accesorios origina pérdidas de carga que repercuten en las bombas ya que alteran las alturas de bombeo, por lo que deben ser calculadas.

Cálculo de las Pérdidas de carga.-

La pérdida de carga está expresada por la fórmula :

$$h_f = K \frac{v^2}{2g}$$

Unidades :

$h_f =$  metros

$v =$  m/seg.

$g =$  m/seg<sup>2</sup>

Siendo K = constante que depende del accesorio, sus valores están dados en tablas.

Valores a Utilizar :

<u>Q (lts/seg)</u>	<u>Ø (pulg.)</u>	<u>v (m/seg)</u>	<u>v<sup>2</sup>/2g</u>
85	12	1.23	0.078
123	14	1.32	0.090
185	14	1.95	0.194
62	10	1.28	0.086

Pérdidas de carga por accesorios en la línea de Bombeo.-

ZONA " A ".-

1. p.c. en codo de 45° x 12" = 0.75 x 0.78 = 0.0585
2. p.c. en tee de 12" x 6" = 0.9 x 0.078 = 0.0702
3. p.c. en codo de 90° x 12" = 0.9 x 0.078 = 0.0702
4. p.c. en Válv. Check de 12" = 2.5 x 0.078 = 0.175
5. p.c. en Válv. Compuerta 12" = 0.2 x 0.078 = 0.001
6. p.c. en tee de 12" x 8" = 0.9 x 0.386 = 0.3744
7. p.c. en ampliación 12" x 14" = 0.4 (0.386 - 0.09) = 0.1184
8. p.c. en codo de 90° x 14" = 0.9 x 0.009 = 0.081
9. p.c. en 2 tees de 14" x 8" = 0.9 x 0.09 x 2 = 0.162
10. p.c. en Válv. Check de 14" = 2.5 x 0.090 = 0.225
11. p.c. en Válv. Compuerta de 14" = 0.2 x 0.090 = 0.018
12. p.c. en tee de 14" x 8" = 0.9 x 0.09 = 0.081

Pérdida de carga total = 1.45 mts.

ZONA " B " .-

Pérdida de carga total = 0.68 mts.

ZONA " C " .-

Entre la Estación de Bombeo de esta zona y su emplame con el Emisor general existe una longitud de 230 mts. de tubería de 10".

1.- Se ha colocado una válvula de aire de 1 1/2" y una válvula de purga de 4".

2.- Antes del empalme con el Emisor General se han colocado válvulas.

Cálculo de la Pérdida de Carga.-

1/ p.c. en codo de 45° x 10"	=	0.75 x 0.086	=	0.0645
2. p.c. en tee de 10" x 4"	=	0.9 x 0.086	=	0.0794
3. p.c. en Válv.Check de 10"	=	2.5 x 0.086	=	0.215
4. p.c. en Válv.Compuerta 10"	=	0.2 x 0.086	=	0.017
Pérdida de carga total	=	0.38	mts.	

## PERDIDAS DE CARGA LOCALES

Pérdidas de carga por accesorios expresada en longitud equivalente de tubería de 8".

ZONA "A"

Según la bomba elegida se tiene:

Diámetro de succión = 4"

Diámetro de descarga = 4"

a.-Succión:

Entrada = 3.50 mts.

Válvula de compuerta = 1.40

Codo de 90° = 5.50

b.-Descarga:

3 Codos de 90° = 16.50

Tramo recto = 25.50

Válvula de retención = 25.00

Válvula de compuerta = 1.40

Tee = 13.00

Longitud total de tubería = 91.80

Pérdida de carga:

Con  $Q = 30$  lts/seg.  $V = 0.97$  mts/seg.

$\phi = 8"$   $S = 7.7 \%$

$H_f = 0.0077 \times 91.80 = 0.70$  mts.

De idéntica manera se ha determinado la pérdida de carga para las otras zonas.

ZONA "B" =  $0.0077 \times 75.80 = 0.59$  mts.

ZONA "C" =  $0.0077 \times 89.70 = 0.69$  mts.

ZONA "E" =  $0.0010 \times 76.50 = 0.08$  mts.

CARACTERISTICA DE LAS BOMBAS					ZONA A	ZONA B	ZONA C	ZONA E
DISPOSICION		VERTICAL	VERTICAL	VERTICAL				
CAUDAL ( LTS/SEG.)		30	30	10	30	10	30	10
ALTURA ESTATICA DE BOMBEO (MTS)		14.55	12.70	12.70	12.25		8.55	
PERDIDA DE CARGA TOTAL (MTS)		14.20	7.50	7.50	5.90		2.78	
ALTURA MANOMETRICA TOTAL (MTS)		28.75	20.20	20.20	18.15		11.63	
RENDIMIENTO (%)		60	60	62	60		64	
POTENCIA ABSORVIDA ( HP )		18	14	7.5	12		4	
VELOCIDAD ( R.P.M.)		1700	1700	1700	1700		1700	
DIAMETRO DE SUCCION (PULG)		4	4	4	4		4	
DIAMETRO DE IMPULSION (PULG)		4	4	4	4		4	

CARACTERISTICA DE LOS MOTORES					ZONA A	ZONA B	ZONA C	ZONA E
TIPO		VERTICAL	VERTICAL	VERTICAL				
MODELO		COMPLETAMENTE	COMPLETAMENTE	CERRADO				
POTENCIA ( H.P)		18	15	7.5	12		4	
VELOCIDAD ( R.P.M.)		1700	1700	1700	1700		1700	
TENSION ( VOLTIOS)		220	220	220	220		220	
FRECUENCIA (CICLOS)		60	60	60	60		60	

## C A P I T U L O VII

### ESTACIONES DE BOMBEO

Las plantas de bombeo son instalaciones con altos costos iniciales de operación y de mantenimiento son por estas circunstancias que los estudios de campo y gabinete deben hacerse cuidadosamente a fin de que presten un servicio ininterrumpido y lo más económico posible.

La estación de bombeo comprende de :

- 1.- Pozo húmedo, en el que se recolecta el desagüe.
- 2.- Pozo seco, compartimiento en el que se encuentran las bombas.

El diseño de la estructura merece gran atención, debido a que es una de las partes más costosas del proyecto.

#### FORMA DE ESTRUCTURAS.-

Las estructuras en plantas pueden ser : rectangulares y circulares (el diseño circular supera estructuralmente al rectangular).

Su tamaño lo define : el caudal de aguas negras y el número de equipos de bombeo.

La profundidad la definen los niveles : de la tubería de llegada y la del terreno.

La elección del equipo y la forma de estructura definirán el costo de la planta, debiendo considerarse además las facilidades que se tengan en la construcción, ( a cielo abierto ó por hundimiento).

La estructura adoptada, para las estaciones de bombeo, es la "CIRCULAR CON CAMARA SECA INTERIOR", porque ofrece las mejores facilidades de acuerdo a las condiciones constructivas de la zona, comprenderá de dos cilindros concéntricos siendo la zona interior el pozo seco y la periférica el pozo húmedo.

Se construirá un cajón, el que se hundirá en el terreno siguiendo la técnica apropiada para el caso, la construcción se hará por anillos de alturas tales que comiencen a hundirse por su propio peso, es recomendable que estos trabajos se realicen en épocas de estiaje del río, ya que la napa de agua subterránea baja su nivel.

#### CARACTERISTICAS DE LA ESTACION DE BOMBEO.-

- 1.- Fácilmente accesible tanto al pozo húmedo como al seco y seguro para el personal de mantenimiento.



- 2.- Estructuras completamente impermeables.
- 3.- Construida en lugar no sujeto a inundación.
- 4.- Buena ventilación.

#### TIPOS DE BOMBAS Y CONDICIONES EN LAS QUE SE PUEDEN USAR.-

##### 1) - Tipos de Bombas.

Las bombas centrífugas para aguas negras se pueden dividir en dos grupos de acuerdo a su posición.

- a.- De eje horizontal.
- b.- De eje vertical : I.- Bombas sumergibles.  
II.- Bombas en seco.

El tipo de bomba que se elija es un factor determinante en la forma de la estructura.

##### 2) - Condiciones en las que se pueden usar.

###### a.- Bomba Horizontal en Cámara Seca.

###### Ventajas.-

1. Se tiene acceso al motor y a la bomba para su conservación y mantenimiento.
2. No se requiere una altura anormal en la caseta, puede meterse y sacarse el equipo por piezas.

###### Desventajas.-

1. El motor no tiene ventilación.
2. Si por accidente se inunda la cámara seca, se interrumpe el servicio de la planta.
3. La estructura requiere dos cámaras.

###### b.- Bomba Vertical en Cámara Seca.

###### Ventajas.-

1. Se tiene acceso al motor y a la bomba.
2. No se requiere una altura anormal en la caseta.
3. El motor tiene buena ventilación.
4. En caso de inundación accidental, no se interrumpe el servicio.

###### Desventajas.-

1. La estructura requiere dos cámaras.

c.- Bomba Vertical Sumergible en la Cámara de Aguas Negras.-

Ventajas.

1. Solo se requiere una cámara la de aguas negras.
- 2.- Tiene buena ventilación y acceso al motor.
- 3.- No hay peligro de inundación accidental.

Desventajas.

- 1.- No tiene acceso la bomba.
- 2.- Se requiere una caseta lo suficiente alta para sacar la bomba con la camisa y la tubería de descarga.

SOLUCION ADOPTADA.-

El peligro latente de inundación de la cámara seca; ya sea por filtración, porque en todos los casos el pozo seco queda por debajo de la cota de inundación, por escapes en la tubería de succión, empujes ó en la bomba misma y por posibles filtraciones del agua de lluvia llevan a adoptar la solución más segura aunque no más económica, esta es la de utilizar "Bombas verticales en cámara seca" debido a las conveniencias que presenta como acceso directo al motor y a la bomba y que en caso de inundación accidental el servicio no se interrumpe. Por lo adoptado se construirá dos cámaras: pozo seco y pozo húmedo.

"CAMARA DE AGUAS NEGRAS O POZO HUMEDO"

La cámara de aguas negras actúa como un depósito regulador que reduce al mínimo las fluctuaciones de carga de las bombas, este pozo actúa como una cámara de succión de la cual extraen las bombas el agua negra.

Capacidad.-

El caudal de aguas negras que se tenga como máximo ó mínimo en las condiciones iniciales y futuras de operación, determinan con la capacidad y el número de equipos de bombeo la capacidad de la cámara de aguas negras.

El caudal máximo inicial y futuro se ha determinado utilizando el N° de Harmon, el mínimo se ha obtenido con el inverso de este número. A los caudales así obtenidos se le ha agregado el caudal de infiltración considerado.

Para calcular la capacidad de la cámara y el número de equipos de bombeo, conocidos los caudales máximos y mínimos, deben tenerse en cuenta las siguientes limitaciones.

- 1.- El tiempo de retención máximo de las aguas negras en la cámara debe ser tal que no se provoquen en estas aguas condiciones sépticas que son - ofensivas (máximo dos horas). En general; el tiempo de almacenaje no - debe ser ni muy pequeño ni muy grande, debido a que los extremos son in convenientes.
- 2.- El tiempo máximo de arranque y parada consecutiva de una bomba no debe ser menor de 15 minutos, ya que en un tiempo menor perjudica considera blemente el motor. El bombeo intermitente ó irregular es indeseable a causa de sus efectos sobre el funcionamiento de toda la instalación.
- 3.- Se evitarán espacios muertos y fondos planos, es conveniente para evi tar que se depositen sólidos gruesos en el fondo, darle una pendiente fuerte al fondo de la cámara de aguas negras, ( 10 %) hacia un sumidero ó una región baja en donde se localiza la entrada de succión de la bomba.
- 4.- En las plantas de bombeo de cámara seca debe procurarse que haya conti nuidad en la estructura y la mayor simetría posible.

Si se tuviera suficientes datos se podría determinar la capacidad - de esta cámara mediante el empleo de la curva masa.

La capacidad se puede determinar de acuerdo a diferentes criterios entre los que se pæde mencionar :

- 1.- Una capacidad tal que el equipo de bombas adoptado lo pueda secar en 10 minutos.
- 2.- Un período de retención para el flujo promedio que varía entre 10 y 15 minutos.
- 3.- Una capacidad igual al 5 % del caudal total bombeado por día.
- 4.- Un tiempo de retención para el gasto mínimo de 30 minutos.

#### CALCULOS ZONA A.-

De acuerdo a los diferentes criterios

- 1.- Considerando 3 bombas de 30 litros, se tendrá
 
$$V = 0.090 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 10 \times 60 \text{ seg.} = 54 \text{ mt.}^3.$$
- 2.- a) Período de retención de 10 minutos para el gasto promedio futuro.
 
$$V = 0.0686 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 10 \times 60 \text{ seg.} = 41 \text{ mt.}^3.$$
- b) Período de retención de 15 minutos para el gasto promedio futuro.
 
$$V = 0.0686 \text{ m}^3/\text{seg.} \times ,15 \times 60 \text{ seg.} = 62 \text{ mt.}^3$$

3.- Considerando el gasto futuro.

Obtenemos bombeado al día =  $0.0636 \text{ m}^3/\text{sg.} \times 36,400 \text{ sg.} = 5,900 \text{ m}^3/\text{día.}$

$$V = 295 \text{ mt.}^3.$$

4.- a.- Con el gasto mínimo actual.

$$V = 0.0263 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 30 \times 60 \text{ seg.} = 47 \text{ mt.}^3.$$

b.- Con el gasto mínimo futuro

$$V = 0.0385 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 30 \times 60 \text{ seg.} = 69 \text{ mt.}^3.$$

Con los resultados obtenidos se nota la diversidad de volúmenes hallados, luego se adoptará un criterio que sea lo más representativo.

#### CRITERIO ADOPTADO :

"Período de retención para el gasto promedio futuro de 15 minutos".

Luego :

P.B. ZONA A - Capacidad = 62 mts.<sup>3</sup>.

P.B. ZONA B - Capacidad = 26 mts.<sup>3</sup>.

P.B. ZONA C - Capacidad = 60 mts.<sup>3</sup>.

P.B. ZONA E - Capacidad = 11 mts.<sup>3</sup>.

#### ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE LA P.B. DE LA ZONA (A).

Con esta capacidad se obtienen los siguientes períodos de almacenajes :

$$\text{Para el mínimo actual} = \frac{62,000}{26.3 \times 60} = 39.3 \text{ minutos.}$$

$$\text{Para el promedio actual} = \frac{62,000}{39.2 \times 60} = 26.3 \text{ minutos}$$

$$\text{Para el máximo actual} = \frac{62,000}{78.0 \times 60} = 13.2 \text{ minutos}$$

$$\text{Para el mínimo futuro} = \frac{62,000}{38.5 \times 60} = 26.8 \text{ minutos}$$

$$\text{Para el promedio futuro} = \frac{62,000}{68.6 \times 60} = 15 \text{ minutos}$$

$$\text{Para el máximo futuro} = \frac{62,000}{14.8 \times 60} = 7 \text{ minutos}$$

Haciéndolo un análisis de los valores extremos se obtiene que el mínimo actual quedará retenido un período que no permitirá su descomposición y que el máximo futuro permanecerá un tiempo corto lo que es justificable por ser el maximorum.

#### CARACTERISTICAS DEL POZO HUIEDO

- 1.- Ingreso del desagüe sin causar turbulencia para evitar desprendimiento de lodos que originan malos olores.
- 2.- Fácil en su limpieza.
- 3.- Fondo inclinado con su talud fuerte.
- 4.- Debe proveerse grifos para el lavado a presión.
- 5.- Alumbrado conveniente, no debe colocarse equipo eléctrico, cuando sea inevitable hacerlo solo se usará equipo a prueba de explosiones pues debe preverse la presencia de gases explosivos.
- 6.- Plataforma de operación sobre el máximo tirante de agua.

#### CAMARA DE BOMBAS O POZO SECO :

Su capacidad ha determinado el número, tamaño y tipo de las bombas. Se baja mediante una escalera metálica del tipo gato, diseñada en 2 tramos.

Se ha construido un entrepiso de 2.20 mts. de altura libre en el que se encuentran las volantes de las válvulas y en donde se conectan las tuberías de impulsión de las bombas.

#### CARACTERISTICAS :

- 1.- Tiene dimensiones tales que permite instalar y reparar fácilmente cualquier desperfecto en las bombas.
- 2.- Ubicación de válvulas de modo que sean fácilmente accesibles.
- 3.- Guías carriles con poleas y rieles de desplazamiento.
- 4.- Drenaje conveniente y bombas de emergencia.
- 5.- Para el desagüe debe establecerse una bomba independiente que elimine las filtraciones ó drenaje por encima del nivel máximo del pozo de recepción. En el presente proyecto se ha utilizado como elemento auxiliar una conexión con la succión ó aspiración de la bomba.

## PREPARACION DEL DESAGUE

Siempre es necesario en una estación de bombeo separar del desagüe los cuerpos flotantes y sólidos suspendidos que generalmente se encuentran en él, con el fin de evitar que se obstruyan y malogren las bombas, lo que ocasionaría trastornos en el normal funcionamiento de la planta. Este es un método de tratamiento previo.

Por regla general se recurre a instalar una cámara de rejas para - impedir el paso de cuerpos, como latas, palos, trapos, animales muertos, - etc.

Por tratarse en este proyecto solo el desagüe doméstico se omite - la instalación de un desarenador, el que sí se hace necesario en un siste<sub>m</sub>a de desagüe combinado, también queda descartada la instalación de un tri<sub>t</sub>urador ya que las características de las bombas adoptadas (tipo NOW-CLOG) permiten el paso de los materiales no interceptados por la cámara de rejas.

### CAMARA DE REJAS :

Una cámara de rejas es un canal provisto de un enrejado que intercepta los materiales flotantes ó en suspensión cuyo tamaño pueda obstruir el funcionamiento de las bombas y dañarlas. Los sistemas de limpieza de - enrejados pueden ser

- a) - Manual.
- b) - Mecánico

En el presente proyecto se utilizará la limpieza manual por ser mé<sub>t</sub>odo menos complicado. La rejilla de barras que más se emplea es la de ba<sub>r</sub>ras fijas para evitar una excesiva pérdida de carga y la posibilidad de q<sub>u</sub>e los cuerpos retenidos fuerzen las barras, curvandolas en la parte supe<sub>r</sub>ior se facilita el arrastre de una rasqueta entre ellas.

### RECOMENDACIONES GENERALES DE DISEÑO :

#### Espaciamiento de barras.-

Este está determinado por el paso libre que tiene la bomba de tal modo que las partículas que logran pasar no causan trastornos en las bom<sub>b</sub>as.



CUADRO DE RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE ALGUNOS ESTADOS DE U.S.A.

ESTADO	ESPACIAMIENTO DE BARRAS		VELOCIDAD A AREA EFECTIVA	INCLINACION (Limpieza Manual)
	Manual	Mecanico		
10 Estados	1" - 2"	5/8"	< 2 1/2 pies/sg. 1 pie/sg (caudal promedio)	30° - 40°
Colorado	1" - 2"	-----	< 2 pies/seg.	30° - 45°
Washington	1" - 2"	5/8" - 1"	2 pies/seg.	30° - 40°
Texas	1" - 2"	-----	< 3 pies/seg.	-----
N. Carolina	1" - 1/2"	5/8" - 1"	2 pies/seg.	30° - 45°

Velocidad del Esgurrimento a Través de la Reja.-

Al diseñar la cámara de rejas se debe tener en cuenta que las velocidades bajas ocasionan la sedimentación de gran cantidad de sólidos con lo que se aumenta los trabajos de limpieza. Para evitar estas complicaciones - se acostumbra dar velocidades de 0.9 m/sg. a través de la reja para el flujo máximo.

Ingreso al Canal.-

La plantilla del canal de la reja debe estar más baja que la plantilla del colector de entrada.

Inclinación de la Reja.-

Las rejas deben colocarse con una pendiente que forme un ángulo de 30 a 60° con la horizontal con el fin de agrandar la superficie de cribado, facilitar la limpieza y evitar una excesiva pérdida de carga por taponeo.

Forma de los Canales.-

Es recomendable que sean a media caña con el fin de evitar los puntos muertos en los que se acumulan sedimentos y en todo caso antes y después de la reja debe filetearse para evitar la clasificación y sedimentación de los sólidos.

Otras Recomendaciones.-

Las barras se colocan con su dimensión menor transversal a la dirección del escurrimento de las aguas negras.

La rejilla solo debe estar sostenida en la base y en la parte superior, no convienen soportes intermedios porque interfieren la limpieza.

La limpieza se debe hacer mediante rastrillos largos estañados. El ancho de la cámara y de las rejas deben ser iguales. La cámara de la reja debe ser lo bastante larga para evitar remolinos.

Se debe proveer un grifo con agua limpia para el lavado a presión. Una plataforma de chapa perforada ó un depósito perforado en el fondo sirve para soportar los cuerpos retenidos, permitiendo que escurran hasta que sean retirados.

#### DESCRIPCION DE LA CÁMARA DE REJAS :

Con el fin de disminuir el volumen de excavación y el de tener una Planta de Bombeo compacta, se ha diseñado la cámara de rejas dentro del pozo húmedo. Si se toma como ejemplo la planta de bombeo de la Zona "A", ésta tiene una profundidad del orden de los 8 metros, el diseñar cámara de rejas aparte significaría hacer otra excavación del orden de los 6 metros, el que esté dentro del pozo húmedo, ahorra este trabajo y además no origina complicación en el cálculo.

El desagüe ingresará al pozo húmedo por caída libre, en caso de no desearse tal situación, se puede colocar un tramo de tubería que termine en un codo de 90° con la finalidad de evitar turbulencias.

Existen dos buzones en el nivel del piso de la caseta de bombeo, - uno es de bajada a la cámara de rejas, en el esta ubicada la escalera metálica diseñada con canastilla de protección, el otro buzón será por donde se subirán los materiales atrapados en las rejas, para mayor facilidad de limpieza se utilizará un tecla.

Se incluye un dibujo en corte en donde se muestra la cámara, con reja doble, el espaciamiento de las rejas está de acuerdo con el máximo diámetro de sólidos que admiten las bombas.

Número de Barras.- Se colocarán :

ZONA "A"	- 47 Barras de 1/2" de ancho y espaciadas 2" c.a.c.
ZONA "B"	- 24 Barras de 1/2" de ancho y espaciadas 2" c.a.c.
ZONA "C"	- 47 Barras de 1/2" de ancho y espaciadas 2" c.a.c.
ZONA "E"	- 24 Barras de 1/2" de ancho y espaciadas 2" c.a.c.

# DETALLE: CÁMARA DE REJAS

EJE DE LA VALVULA DE COMPUERTA QUE SE PROYECTA HASTA EL PISO DE LA CASITA

REJAS MOVIBLES INSEÑADOS PARA LA INUNDACION

ESCALERA DE BAJADA CON CANGOSTA DE PROTECCION

PLATAFORMA PARA LIMPIA DE LAS REJAS

LONGITUD VARIABLE

TIRANTE MAXIMO

TIRANTE MINIMO

TIRANTE DE CEBADO

BARANDA DE PROTECCION

0.90 M.

VALVULA DE COMPUERTA

TUBERIA DE ENTRADA

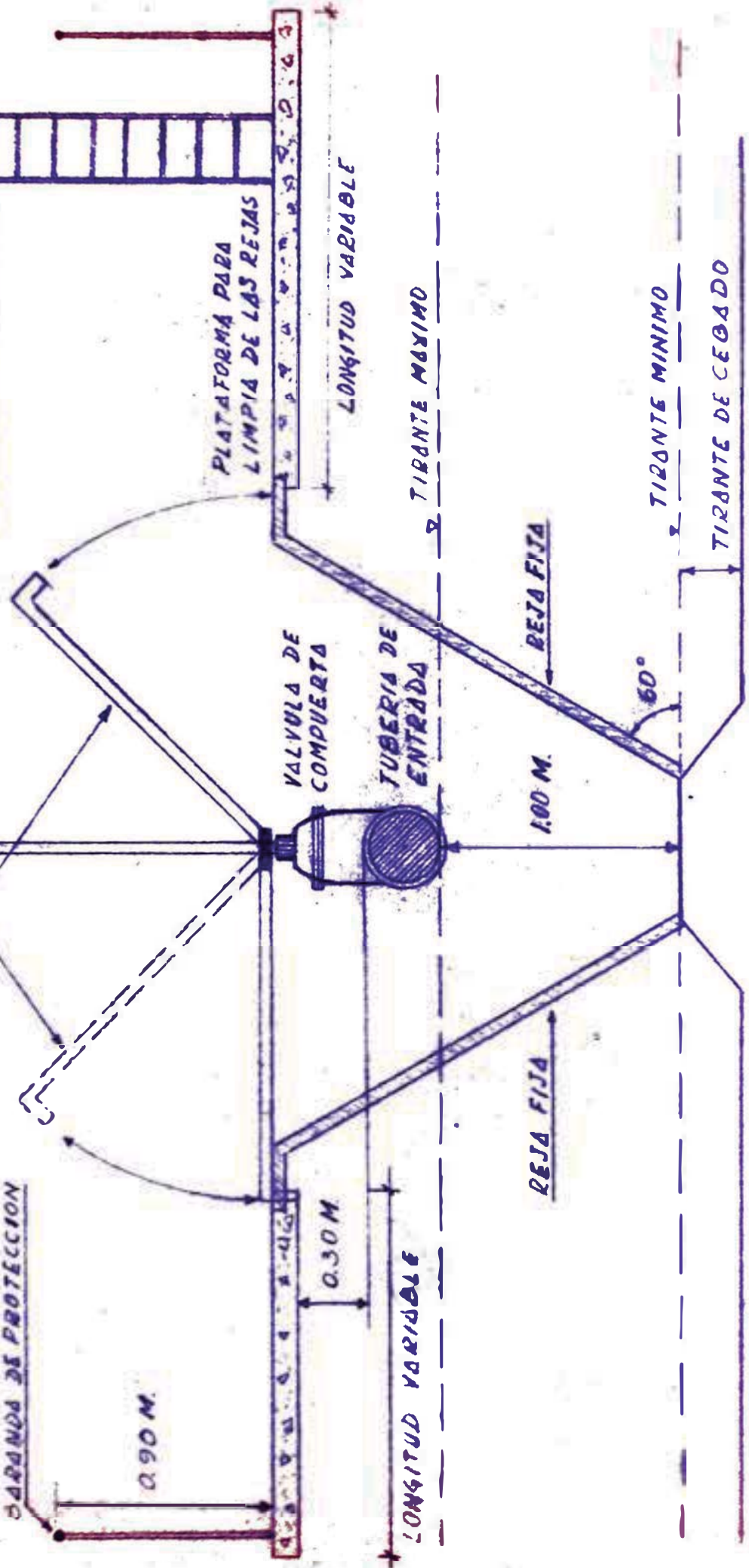
REJA FIJA

1.00 M.

REJA FIJA

60°

LONGITUD VARIABLE



## TIPO DE BOMBA A EMPLEARSE :

Las bombas de desagües deben estar construidas de tal modo que no se obstruyan al paso de los cuerpos extraños que acarrearán los desagües y que logran pasar las cámaras de rejillas u otro dispositivo para interceptarlos, por este motivo se ha elegido las bombas tipo "NON CLOG" (no atorables). En general una bomba de desagüe debe reunir las siguientes características.

- Permitir el libre paso de sólidos.
- Facilmente desmontables.
- Fabricada con materiales no corrosibles.

## Curvas de Funcionamiento.-

En los catálogos técnicos de bombas encontramos curvas de funcionamiento de las bombas obtenidas experimentalmente, por otra parte los fabricantes proporcionan curvas de operación para cada bomba que venden y como garantía en estas curvas, se suponen determinadas condiciones de operación como la temperatura del agua. (Que fija la densidad y la viscosidad del agua), la presión atmosférica. La velocidad de la bomba y la altura de succión, que normalmente es de 15" (4.57 mts) al nivel del mar.

Las características de las bombas que se requieren para hacer las curvas son :

- 1.- Diámetro de la descarga (pulg)
- 2.- Velocidad (R.P.M.)
- 3.- Radio del impelente (m.m.)

## Curvas Obtenidas.-

Carga (mts.), eficiencia (%), potencia (HP), al freno, todas ó cada una de ellas graficadas VS caudal en l.p.s.

Es de mayor importancia para juzgar una bomba la curva de eficiencia porque a mayor eficiencia para un caudal y carga determinadas, la potencia requerida es menor.

Con mucha frecuencia la descarga de las bombas no se hace a un nivel fijo, este nivel puede variar, por esta razón es importante hacer la elección de la potencia de la bomba considerando las diferencias de nivel que se tienen en la descarga.



Una bomba centrífuga debe elegirse para el caudal mínimo necesario a la carga de altura máxima de descarga y la potencia del motor, a la carga mínima que se tenga y caudal máximo.

#### Utilización Práctica de Curvas de Funcionamiento de las Bombas.-

Conocidas las curvas de operación de una bomba para una condición de velocidad, se pueden determinar en forma aproximada las curvas de operación en otras condiciones.

a.- Cambio de velocidad en la bomba.

b.- Cambio de caudal en la bomba.- Es frecuente que los fabricantes presenten curvas de operación de las bombas en las que se tienen exactamente la carga de altura y el caudal que se piden en un punto de la curva. Esto puede lograrse reduciendo el diámetro del impelente si la reducción no es muy considerable se conserva prácticamente la eficiencia, el reducir el diámetro equivale a transformar la bomba a una con cámara de remolinos.

Se hace notar que en las bombas se puede modificar su capacidad y su carga de altura modificando su velocidad ó su diámetro del impelente.

#### Cargas de Altura y Succión de las Bombas.-

Para determinar la carga de altura  $H_{DT}$  de la bomba, debe agregarse a la carga estática, todas las pérdidas por fricción entrada y salida de las tuberías de succión y descarga. La carga de succión  $H_s$  es igual al desnivel entre el eje de la bomba y el nivel del agua más las pérdidas por fricción y por entrada de la tubería de succión.

La carga máxima de succión de la presión atmosférica del lugar en donde está instalada la bomba ( $h_a$ ) de la presión del vapor de agua a la temperatura que se tiene en la bomba ( $h_{pv}$ ), de las pérdidas de carga por fricción en la tubería de succión ( $h_f$ ) y de la carga de velocidad en la tubería de succión. Si se tratara de otro líquido que no fuera agua, tendría que tomarse en la densidad del líquido.

Aparte se han calculado las pérdidas de carga locales ó sea la originada por accesorios dentro de la estación de bombeo.

#### Determinación de la Carga de Altura H de las Bombas.-

En las plantas de bombas de aguas negras normalmente la car

ga estática es variable por lo que deben calcularse las condiciones de operación para las cargas estáticas máxima y mínima. La forma más práctica de hacer esto es gráficamente.

#### Puntos importantes en la elección de las Bombas Centrifugas.-

Hemos visto, que es un problema simple determinar las curvas de operación de las bombas; sin embargo para hacer una elección adecuada de este equipo y sus motores, se requiere :

- 1°.- Conocer con exactitud los niveles de succión de las bombas y sus posibles variaciones y los niveles de succión de las bombas para determinar las cargas estáticas máximas y mínimas.
- 2°.- Determinar los diámetros de las tuberías, piezas especiales y válvulas de succión y descarga, a fin de calcular las pérdidas de carga por fricción de acuerdo con la clase de tubería que se vaya a emplear. En una línea de descarga con una longitud grande, debe definirse cuidadosamente el coeficiente de rugosidad de la tubería, si se tomó uno muy alto ( $c = 140$ ) y en la realidad resulta bajo ( $c = 90$ ) el caudal supuesto se reducirá considerablemente y por lo tanto la utilidad que puede prestar la planta de bombeo. Si por otra parte se elige un coeficiente bajo ( $c = 100$ ) y resulta en realidad alto ( $c = 140$ ) puede dar lugar a que los motores trabajen a una potencia mayor que la calculada y se sobrecarguen con los consecuentes perjuicios.
- 3°.- Normalmente las bombas centrifugas utilizadas para elevar las aguas negras en las condiciones de nivel mínimo de succión, para evitar el cebado, están ahogadas, por lo que el peligro de cavitación no se presenta. Debe tomarse sin embargo el nivel de agua lo suficientemente alto sobre el tubo de succión para que no se forme un remolino y penetre el aire a la bomba, ya que en estas circunstancias se reduce considerablemente su capacidad.

#### Capacidad y número de equipos de bombeo ;

No existe una regla fija para determinar el número de equipos de bombeo y por lo tanto su capacidad. Sin embargo la limitación que se impone del tiempo máximo de retención nos da una indicación. Si para las condiciones de diseño se tiene un volumen muy grande que requiera una estructura para la cámara de aguas negras, se podrán poner un mayor N° de equipos, procurando que las bombas de menor capacidad sean para un cau-



dal cercano al mínimo. Si el volumen de la cámara es pequeño, puede reducirse el número de bombas.

Siempre es recomendable tener para cada capacidad de las bombas dos equipos que trabajen alternados, en esta forma puede asegurarse el trabajo ininterrumpido de la planta si una sufre un desperfecto y que el desgaste y depreciación de los equipos sea prácticamente igual

Para población chica hasta 5,000 habitantes se debe usar 2 bombas.

En una planta de capacidad mediana (menor de 50,000 habitantes pero mayor de 5,000 habitantes) pueden utilizarse dos juegos iguales en cada uno.

#### Alternadores y Niveles de Arranque.

Determinadas las capacidades de las bombas, se requiere determinar como se operan las bombas. La forma más común es por medio de flotadores que cierran circuitos magnéticos de arranque y parada a control remoto del conmutador.

Existen dos tipos de aparatos con flotador: uno mecánico y otro electrónico llamado "Selectrol", que alternan la operación de las bombas y las arrancan y las paran a niveles determinados.

El Selectrol consta de un sistema (complicado) de interruptores electrónicos que operan los circuitos magnéticos de los conmutadores. Se necesita únicamente un flotador con el "Selectrol" para alternar el funcionamiento de todos los juegos de bombas y cada juego puede arrancarse a distinto nivel.

El arranque y la parada de las bombas se debe hacer por medio de conmutadores accionados por flotadores situados en el pozo. La regulación automática debe establecerse de manera que se detenga la bomba cuando el pozo está casi vacío, pero sin dejar de estar cebada.

#### Nivel de Cebado.

Para que puedan operarse las bombas automáticamente necesitan estar cebadas; por esta razón se mantiene en la cámara de aguas negras un tirante (mínimo de parada) correspondiente a la altura de la descarga de la bomba más 2 1/2 veces el diámetro de la descarga de la bomba. De esta manera bajo condiciones de trabajo normal, funciona con una carga positiva de aspiración.

#### MOTORES :

Actualmente los motores más utilizados son los eléctricos, empleándose los de combustión solo en casos de emergencia.

## MOTORES ELECTRICOS - GENERALIDADES :

Anteriormente se ha dicho que las plantas de bombeo de aguas negras tienen que ser eficientes y prestar un servicio ininterrumpido. Las bombas se accionan con motores de distintas clases, pero los más convenientes son los eléctricos porque pueden operarse fácilmente y su mantenimiento es simple.

Cuando se dispone de un servicio público de energía eléctrica y prácticamente continuo, puede dependerse exclusivamente de los motores eléctricos para operar las bombas. En muchas de nuestras poblaciones el servicio es deficiente y sufre frecuentes interrupciones, en estas condiciones podemos operar las bombas con motores eléctricos, acoplados con un cabezal de engrane, a motores de combustión interna que se operan cuando se tiene una interrupción en la corriente. Cuando el servicio de energía, además de sufrir frecuentes interrupciones, tiene variaciones muy grandes del voltaje y de frecuencia, se debe recurrir únicamente a motores de combustión interna. Por estas razones al hacer los estudios de campo para un sistema de alcantarillado, en donde se suponga obligada la construcción de una planta de bombeo, deben investigarse cuidadosamente las condiciones en que se preste el servicio de energía eléctrica y si las plantas disponen de suficiente energía para la planta de bombeo, ya que muy frecuentemente estas están sobrecargadas y no sería aconsejable en este caso el proyectar una planta de bombeo para motores eléctricos.

Lo que más adelante se expone en relación con los motores y sus accesorios, es un resumen de los aspectos prácticos más importantes que debemos conocer y se circunscribe a los casos más simples que se pueden presentar en nuestro medio.

### Corriente Eléctrica Disponible (220v - 0 - 110v).-

En algunas poblaciones se tiene corriente con frecuencia de 60 ciclos por segundo y en otras de 50, el ciclaje define las velocidades de los motores y por lo tanto de las bombas.

Al hacer los estudios de campo, cuando se supone que se obliga una planta de bombeo, debe investigarse el lugar más cercano de donde pueda tomarse la corriente de los sistemas primarios de distribución, la tensión de estas líneas y las posibles facilidades para llevar a la planta las líneas de transmisión necesarias. Si se trata de una distancia re

lativamente grande, las líneas de transmisión deberán ser para la misma tensión que se tenga en el sistema primario.

Los motores eléctricos utilizados en las P.B. se operan a tensiones de 220, 440, 550 volts en la mayoría de los casos. Solamente cuando se trata de motores de gran capacidad se recurre a tensiones hasta de 2000 volts que requieren instalaciones especiales por representar las líneas vivas un serio peligro para los operarios.

#### Motores Eléctricos de Corriente Alterna.-

Existen muy diversos tipos de motores eléctricos de corriente alterna, cada tipo se aplica a un uso particular con mayor ventaja. Los motores varían en sus características de velocidad, sincrónicas y asincrónicas: de la intensidad de la corriente es el arranque del motor; en el número de fases, monofásicas y polifásicas. Su elección depende de las condiciones de carga y de los requisitos de velocidad para un caso particular.

Características.- Los motores que se utilizan en las bombas deben tener

1.- las siguientes :

1.- Una velocidad sensiblemente constante.

2.- Un par de arranque pequeño (en un elevador se requiere un par de arranque grande, mayor que el que se tiene a plena carga).

3.- Un buen factor de potencia.

Los tipos de motor de corriente alterna que reúnen estas características son los de inducción sincrónicos y los asincrónicos llamados con rotor de jaula de ardilla. De estos, los que se utilizan ordinariamente son los de inducción jaula de ardilla porque son menos costosos y su operación es mucha más simple.

Los motores sincrónicos se llaman así porque su velocidad está en sincronismo con la del generador ó dinamo. La velocidad de un motor sincrónico se obtiene con la siguiente fórmula.

$$N_{\text{sin}} = \frac{2 \times F \times 60}{P}$$

N = Velocidad en r.p.m.

F = Frecuencia ciclos/seg.

P = N° de polos del motor.

En los motores de inducción jaula de ardilla, la velocidad no está en sincronismo con la dínamo, siempre es menor.

Dentro de los motores de 30 Hp. es muy posible escoger uno en donde la carga sea muy cercana a la potencia nominal del motor y por lo tanto, la variación en la eficiencia será muy pequeña en relación con la que se tiene a plena carga. En los motores mayores de 50 Hp. debe considerarse la potencia que resulta en las distintas condiciones de operación de las bombas, a fin de aplicar la eficiencia correspondiente a la condición de carga que se tenga.

Consumo de Energía.- Fórmula para corriente trifásica :

$$\text{Kilowatts} = \frac{I \times E \times 1.73 \times FP}{1,000}$$

En donde :

I = Amperes.

E = Tensión en volts.

FP = Factor de Potencia.

El factor de potencia FP es la relación de potencia (vatts) a los volts amperes y siempre es igual ó menor que la unidad.

$$FP = \frac{W}{E \cdot I} \cos \epsilon$$

en donde  $\epsilon$  es el defasamiento angular entre el voltaje y la corriente (FP se dá en tablas).

Conmutadores de Arranque.-

La intensidad de la corriente al arrancarse un motor de inducción jaula de ardilla, es muy alta, en estas condiciones se provoca una gran demanda de energía que puede alterar considerablemente el sistema de distribución primario e indirectamente el secundario, ocasionando serios perjuicios a los usuarios de este servicio.

Por esta razón cuando se tienen motores de más de 5 Hp se utilizan :

1.- Conmutadores a tensión reducida.

2.- Conmutadores auto transformador.- es el tipo frecuentemente usado.

Los conmutadores se eligen de acuerdo con la potencia y tensión del motor. Se hace notar que al reducir con el conmutador la tensión de la corriente, se reduce la intensidad aplicada a los bornes de conexión del motor. El par de arranque disminuye proporcionalmente al cuadrado de la tensión. Por ejemplo si se aplica al motor el 80 % de la tensión, se obtendrá en el eje del motor el 64 % del par de arranque a tensión plena. En el caso de las bombas centrífugas, el par de arranque para vencer la inercia de un impelente cebado, es del orden del 10 % del que se obtiene a plena carga y por lo que son aplicables los conmutadores con auto transformadores.

Estos conmutadores pueden operarse a mano ó por medio de un circuito (a control remoto); este último será preferible para los motores de las bombas de aguas negras que deben operarse automáticamente con un flotador que cierra ó abre el circuito generalmente en los conmutadores se tienen otros aparatos de protección para parar el motor en caso de que sobrecaliente ó que haya una caída de la tensión. Existen otros tipos de conmutadores a tensión reducida.

#### Cables e Interruptores.-

El calibre de los cables, el diámetro del tubo conduit necesario para alojarlos y la capacidad de los interruptores, se da en tablas. Los interruptores pueden ser de fusibles de cartucho intercambiable ó interruptores de aire, la elección de estos últimos debe hacerse considerando la velocidad de los motores y pueden reducirse a la capacidad señalada en tablas.

#### Transformadores.-

Para reducir la tensión del sistema primario a la tensión requerida en los motores de las bombas, se utilizan los transformadores estáticos, llamados así porque no tienen ninguna pieza en movimiento, la eficiencia de los transformadores estáticos es del 97 al 99 %. La elección de los transformadores en la gran mayoría de los casos, la hace la compañía que suministra el servicio de energía eléctrica y toma la corriente del lugar que juzga más conveniente del sistema primario.

Una estación de transformación consiste en lo siguiente



- 1.- Transformadores para los instrumentos de medición.
- 2.- Un interruptor de aire para la corriente de alta tensión.
- 3.- Transformadores de reducción de tensión para la fuerza motriz.
- 4.- Transformadores de reducción de tensión para el alumbrado.
- 5.- Un aparta rayo.

#### RECOMENDACIONES GENERALES :

En las plantas de bombeo de aguas negras equipadas con motores de gran potencia, es recomendable elegir los motores 440 ó 550 Volts por que se reducen los costos de : Cables, tubos conduit, conmutadores, interruptores y transformadores.

El costo de los motores de inducción jaula de ardilla, trifásicas es igual para las tensiones que se han mencionado para una capacidad dada. Para una capacidad, el costo aumenta a medida que se disminuye su velocidad.

#### ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS :

Con los resultados obtenidos pueden definirse con precisión las longitudes de tuberías de succión y descarga, así como los diámetros de válvulas y piezas especiales (ver planos). Con esta información se pueden obtener los siguientes datos para comprobar que la operación y el funcionamiento de las bombas es adecuado.

- 1.- Cargas estáticas máximas y mínimas.
- 2.- Pérdidas de carga por fricción y velocidad.
- 3.- Curvas de pérdida de carga y de operación de las bombas, para determinar los caudales y cargas reales de las bombas.
- 4.- La potencia necesaria de los motores y las características de los conmutadores, interruptores, flotadores, etc.
- 5.- El costo de operación de la planta.

#### LOCALIZACION DE LAS PLANTAS DE BOMBEO :

Normalmente la topografía del lugar define el trazo de la red de atarjeas y de sus colectores cuando las aguas negras pueden descargarse por gravedad en un cause ó vaso natural ó artificial. Cuando se obliga en un sistema de alcantarillado el bombeo de las aguas negras, el tra



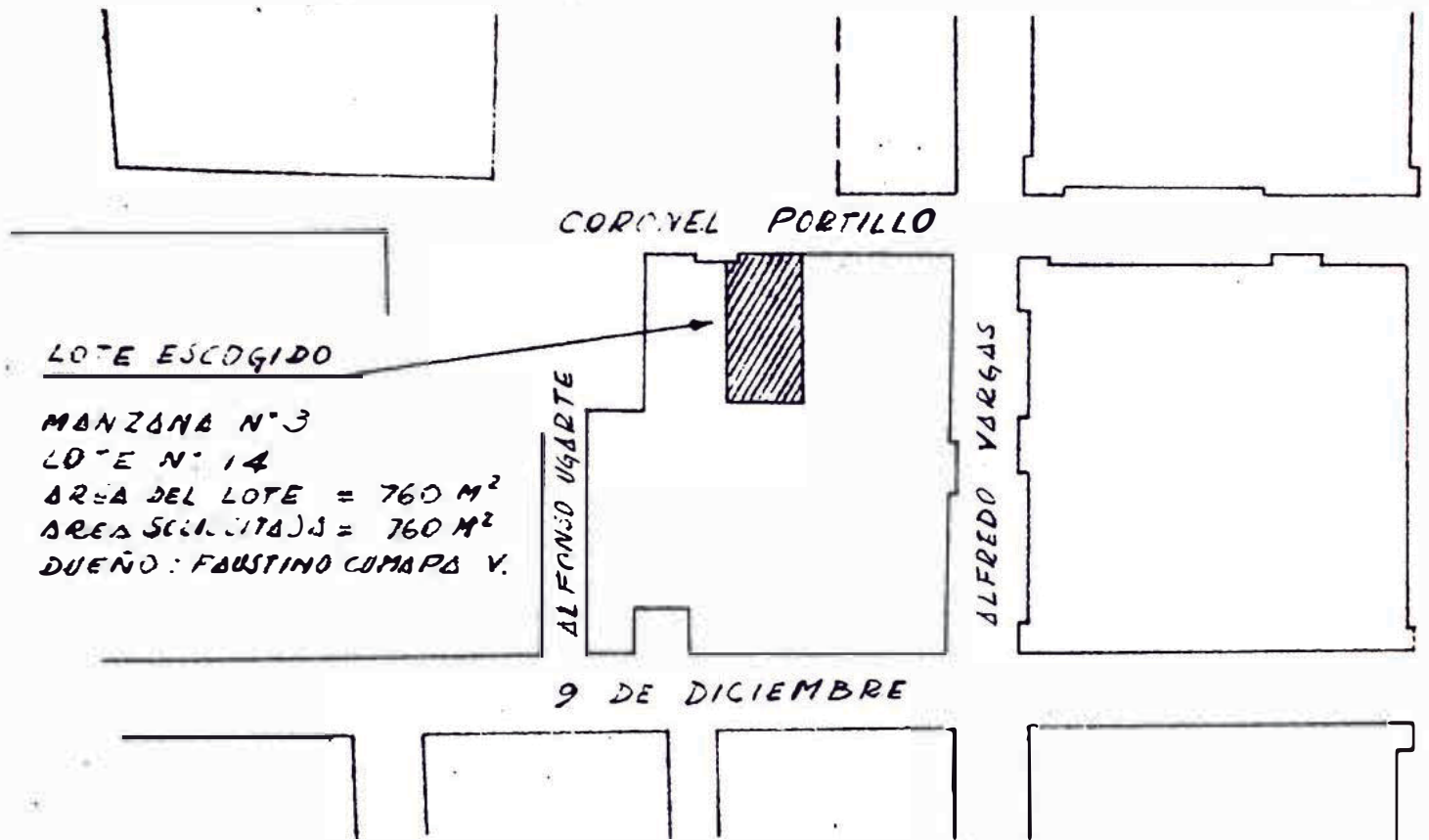
zo de los colectores debe hacerse considerando que van a descargar en una ó varias plantas de bombeo.

La estación de bombeo debe establecerse en el lugar donde pueda cumplir sus funciones del mejor modo y con el menor costo. Cualquiera que sea el lugar donde se construyen lo probable es que esté en un terreno bajo, amenazado por las inundaciones. Se le puede proteger de las inundaciones: 1º) dándole una capacidad de bombeo suficiente con reserva de energía para elevar todas las aguas negras que puedan llegar y 2º) protegiendo la estación mediante compuertas en otras construcciones que eliminen el riesgo de inundación.

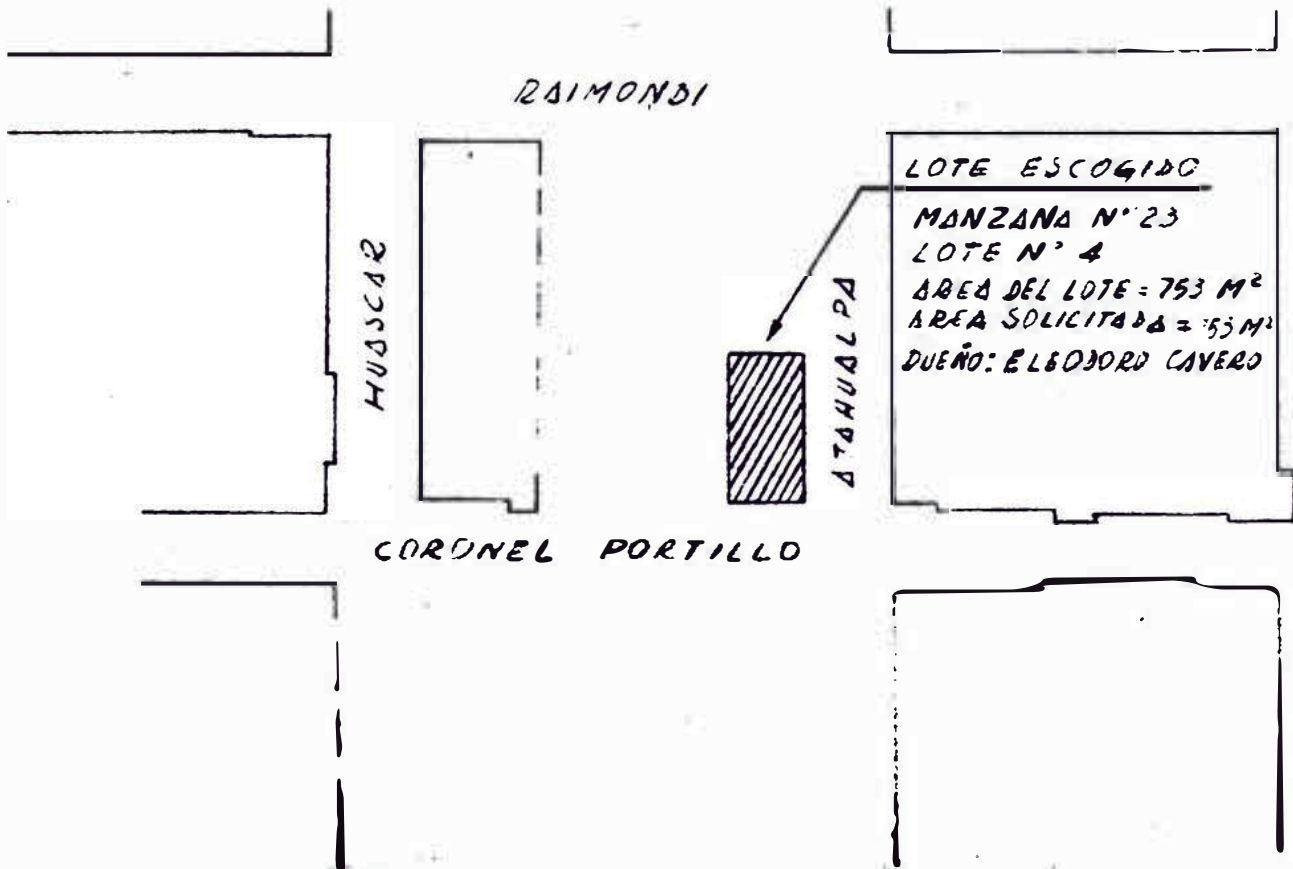
Por estas razones se requiere estudiar los lugares más convenientes para construir la ó las plantas de bombeo, tomando en cuenta lo siguiente :

- 1.- Los predios disponibles de propiedad Municipal ó particular, en este último caso conociendo su costo. En un puerto por ejemplo no podría construirse la planta en el lugar en donde los muelles estén. Tampoco convendría descargar las aguas negras a un río precisamente enfrente de las zonas urbanizadas a no ser que se dispusiera de estas aguas con un campo de dilución eficiente.
- 2.- Debe hacerse el trazo de la red y de los colectores procurando que si hay algunas partes que se puedan descargar por gravedad, no se incluyan en la zona tributaria de las plantas de bombeo, a fin de reducir su capacidad lo más posible.
- 3.- Deben conocerse las características de resistencia del sub-suelo, en donde se construirá la planta, a fin de hacer el proyecto estructural en forma adecuada a las mediciones que se tenga.

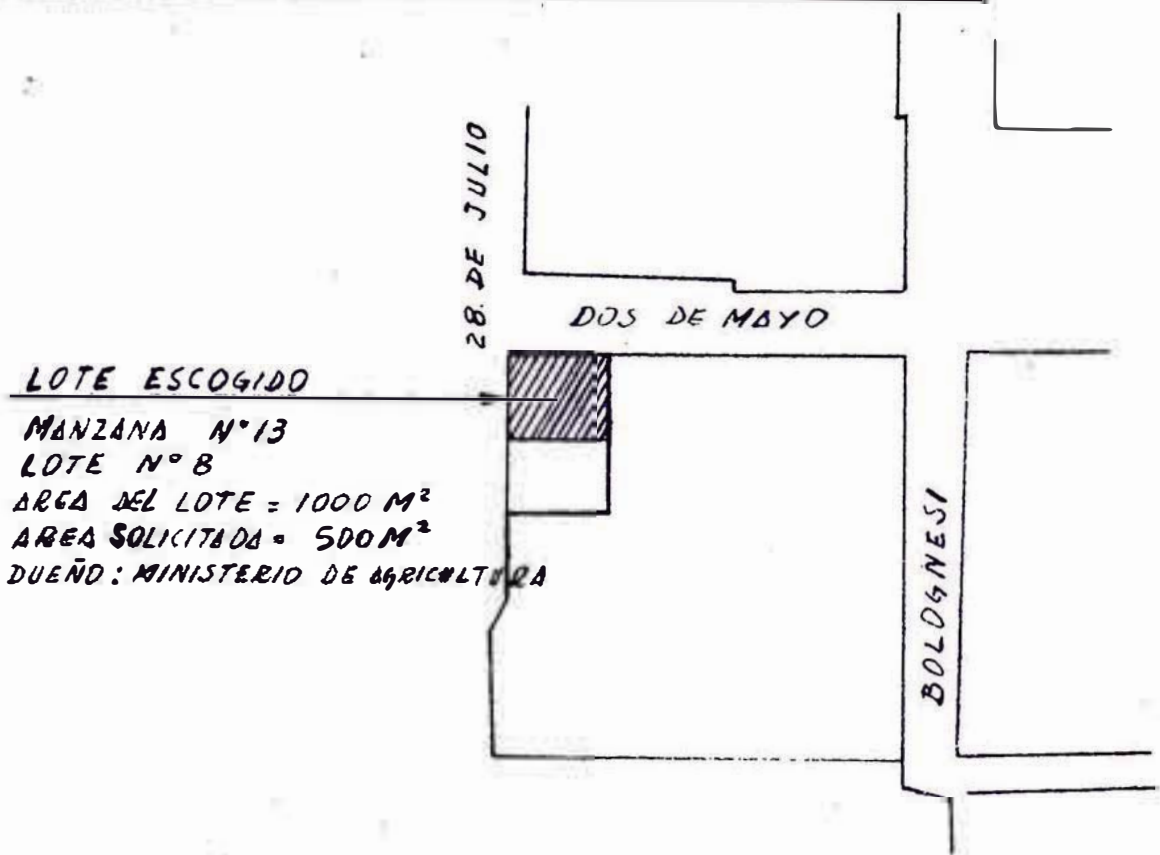
PLANO DE UBICACION.- ESTACION DE BOMBEO PARA LA ZONA "A"



PLANO DE UBICACION.- ESTACION DE BOMBEO PARA LA ZONA "B"

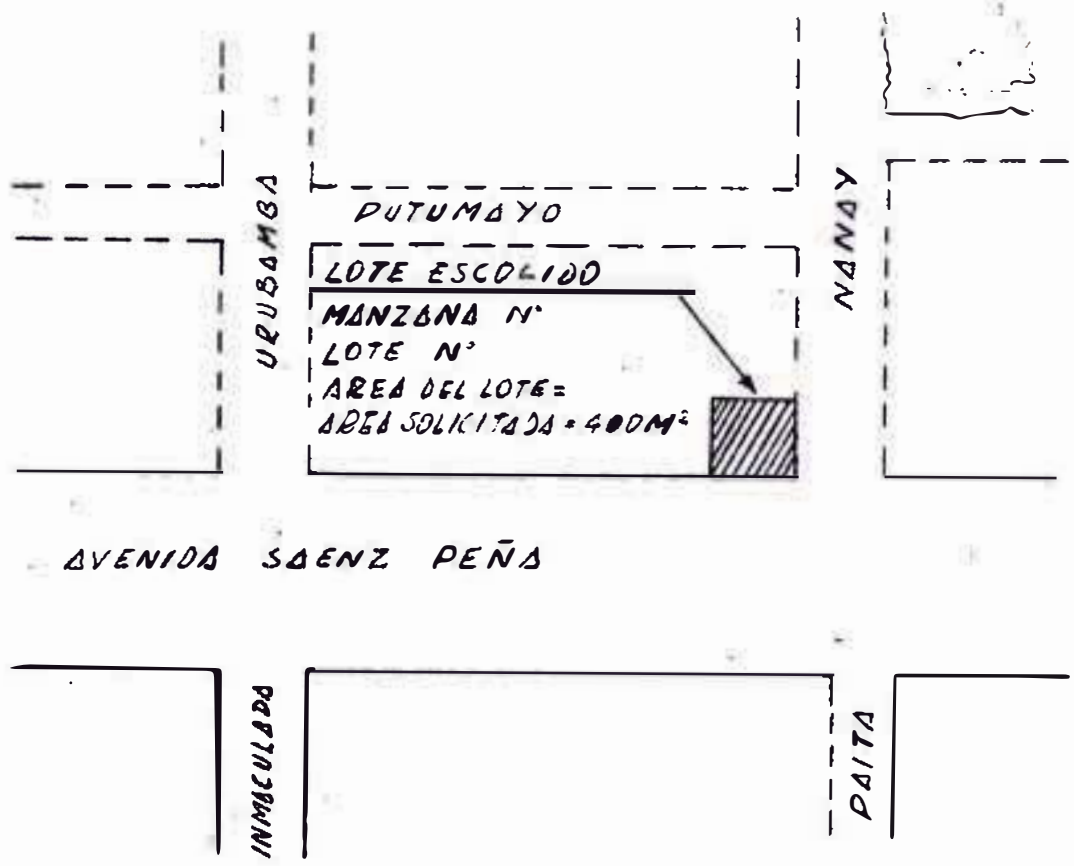


PLANO DE UBICACION - ESTACION DE BOMBEO PARA LA ZONA "C"



**LOTE ESCOGIDO**  
MANZANA N° 13  
LOTE N° 8  
AREA DEL LOTE = 1000 M<sup>2</sup>  
AREA SOLICITADA = 500 M<sup>2</sup>  
DUEÑO: MINISTERIO DE AGRICULTURA

PLANO DE UBICACION - ESTACION DE BOMBEO PARA LA ZONA "E"



**LOTE ESCOGIDO**  
MANZANA N°  
LOTE N°  
AREA DEL LOTE =  
AREA SOLICITADA = 400 M<sup>2</sup>

## C A P I T U L O    V I I I

### E M I S O R

Resuelto el problema de la recolección de desagües, nos ocuparemos del sistema para disponerlo.

#### POSIBILIDADES DE DISPONERLO

##### 1. A la Laguna Pacacocha.-

Se tiene una zona que descarga en la laguna, este caudal que recibe lo que puede absorber por dilución, el descargar los desagües de toda la población en ella se haría con miras de hacerla funcionar como laguna de oxidación, pero esto no es posible debido a la gran variación de niveles que tiene lo que ocasionaría la rotura del ciclo biológico de estabilización de la materia orgánica, además este lugar es utilizado como recreo de los habitantes, por lo expuesto se desecha esta posible solución.

##### 2. Al Río Ucayali.-

El Río Ucayali que en esta zona tiene un ancho promedio de 600 mts.- transporta aún en épocas de estiaje un gran volumen de aguas, lo que asegura una dilución mayor al mínimo recomendado, aguas abajo no existe ninguna población cercana, no habiendo posibilidad de utilizar estas aguas inmediatamente después de Pucallpa, por estos motivos no constituye peligro sanitario la evacuación sin tratamiento de los desagües.

El disponer directamente los desagües al Río Ucayali, presenta los siguientes inconvenientes.

I. La toma de agua está ubicada agasabajo de la población, esto da lugar a que se considere un área de seguridad en la que no podrá disponerse el desagüe para no contaminar las aguas que capte la toma.

II. El Río Ucayali en la zona de la Hoyada a unos 450 mts. aguas abajo de la zona de captación, ha formado un caño que tiene 80 mts. de ancho (en la zona de entrada) y 2.0 mt. de profundidad, en aguas máximas el río se rebalza por este caño y penetra con gran fuerza hacia la Laguna Pacacocha.

III. En el Río Ucayali existe una contracorriente a la que se le denomina "Moyuna" esta es una inversión de la dirección del flujo. Esta contracorriente se origina frente a la ciudad y produce remolinos, además se

desplaza según las diferentes épocas del año, en aguas máximas no llega - hasta la altura de la toma de agua, pero en aguas máximas avanza aproximadamente hasta 300 mts. más abajo de la toma, observación hecha en el mes de Agosto de 1962, arrojar el desagüe en la zona de desplazamiento de la Moyuna daría lugar a que la toma capte los desagües. Prácticamente entre el máximo desplazamiento de la Moyuna que regresaría los desagües y el caño formado por el río existe una distancia de 150 mts. en la época más - desfavorable, esta distancia no da una garantía (con relación a que no esté contaminada el agua que capte la toma) en caso de arrojarse los desagües a la altura del caño.

#### ALTERNATIVAS :

Una vez juntados los desagües, bombeados de sus respectivas zonas al - buzón de reunión (Nº 451) de este partirá el emisor principal, el que trabajará 260 mts. a gravedad  $\phi = 21''$ , tubería de concreto reforzado ó simple normalizado hasta el buzón Nº 454 a partir del cual el emisor general trabajará a presión

#### a.- Arrojarlos Directamente al Río.-

El emisor penetraría al río paralelo a la toma de agua, cerca de 250 mts. hasta llegar a su canal, que es por donde las aguas llevan mayor velocidad, de este modo se consigue que los desagües se diluyan en mejores condiciones y sean directamente arrastrados, la tubería del emisor sería en unos 150 mts. de eternit, f° f° ó concreto reforzado y el resto desde la orilla del río de juntas flexibles tipo Dresser, de tal modo que se construya en tramos que se adapten a la topografía del terreno, se llevará por el fondo debido a que las embarcaciones navegan muy cerca de la orilla, lo que hace sumamente costoso y peligroso el - tender tubería superficialmente.

El inconveniente es que como la toma está aguas abajo se podrían captar los desagües, pero la dilución es tan grande que no existe peligro, además la planta de tratamiento de agua es completa con sedimentadores y filtros, el inconveniente primordial sería la reacción de los pobladores, esta solución técnicamente es satisfactoria pero no así psicológicamente.

Además se podría presentar el problema de que los casos de roturas y - fugas serían difíciles de localizar y más aún de repararlos.



Con esta solución se dejaría de utilizar cerca de 1.0 Km. de tubería de 16" de concreto reforzado, y la posible construcción de una estructura para el cruce del caño, en desventaja se tendría el empleo de tubería especial con juntas flexibles tipo Dresser que es cara.

b.- Arrojarlos Aguas Abajo de la Toma.-

Se presentan las siguientes posibilidades.-

A) Arrojarlos antes del caño.

Esto daría lugar a que en épocas de máxima del río penetren a Pacacocha, además al disponerlos en la orilla se presenta el problema de que los taludes de la ribera son inestables y el último tramo del emisor no estaría en zona segura, por lo que se tendrán que hacer obras parecidas a las que se harán en la toma de agua e ir más allá de la zona de influencia de la Moyuna ó sea llevar el colector por lo menos unos 200 mts. dentro del río, lo que en caso de reparación traería muchos problemas, sobre todo en aguas máximas.

B) Arrojarlos directamente al caño.

Pero asegurándole un talud hacia el río, y solo penetraría a Pacacocha en épocas de máxima, como existe una zona de 18.3 hectáreas brutas que drenan a Pacacocha ó sea que ya se le está contaminando pero con un gasto pequeño el que lo puede absorber por dilución. Pacacocha en aguas máximas tiene un tirante de aguas aproximado de 4.0 mts. y en mínimas de 0.50 mts.

Esta solución no es lógica, ya que teniendo un río de gran caudal tan cerca no sería justo contaminar y vedar una laguna que es utilizada por los pobladores como lugar de recreo; además no hay seguridad con respecto al desplazamiento de la Moyuna.

C) Arrojarlos cruzando el caño.

Con esta solución se evitan todos los problemas enumerados anteriormente, pero esto puede dar lugar a la construcción de una estructura para asegurar la tubería en el cruce del caño, ya que esta zona es inestable y existe la posibilidad de que el caño se anche y profundize, esta estructura elevaría el costo pero como se verá más adelante no será necesaria según el trazo que se propone.

Se dispondrán los desagües a una distancia prudencial aguas abajo del caño y no directamente al río sino en una zona a partir de la



cual el desagüe llegue al río en forma natural ó mediante un canal.  
Esta solución es la que más seguridad ofrece.

#### EVOLUCION DEL RIO :

Según se puede apreciar en el plano de variación del cauce del río Ucayali (mostrado aparte) existe la tendencia de que éste siga erosionando, como lo está haciendo, la zona de la "Hoyada" (zona baja en donde se ubicará la toma de agua). Se nota en el plano que la ribera de la ciudad es prácticamente estable, la erosión no ha sido grande, pero a partir de la última manzana (la que limita con el río y la zona baja) el río ha penetrado una distancia - apreciable siguiendo la tendencia como de tramo curvo, según esto y teniendo en cuenta como han evolucionado las orillas se ha trazado una posible orilla de estabilización, es decir un máximo de erosión presumible, esto por supuesto es factible de que ocurra como también de que la erosión prosiga.

Según la línea trazada, hallamos de que el emisor a una distancia - aproximada de 250 mts. de la orilla (Setiembre de 1962) está en la zona que - proporciona una cierta seguridad, siempre que ocurra lo que se ha supuesto, por lo que no será necesario construir estructuras de protección de la tubería en el cruce del caño.

#### SOLUCION ADOPTADA :

Vistos los planteamientos anteriores se adoptará la solución más segura y que menores problemas de construcción ofrece ó sea que el desagüe se dispondrá aguas abajo de la ciudad y cruzando el caño a una distancia aproximada de 250 mts. de la orilla (según levantamiento hecho en Setiembre de 1962)

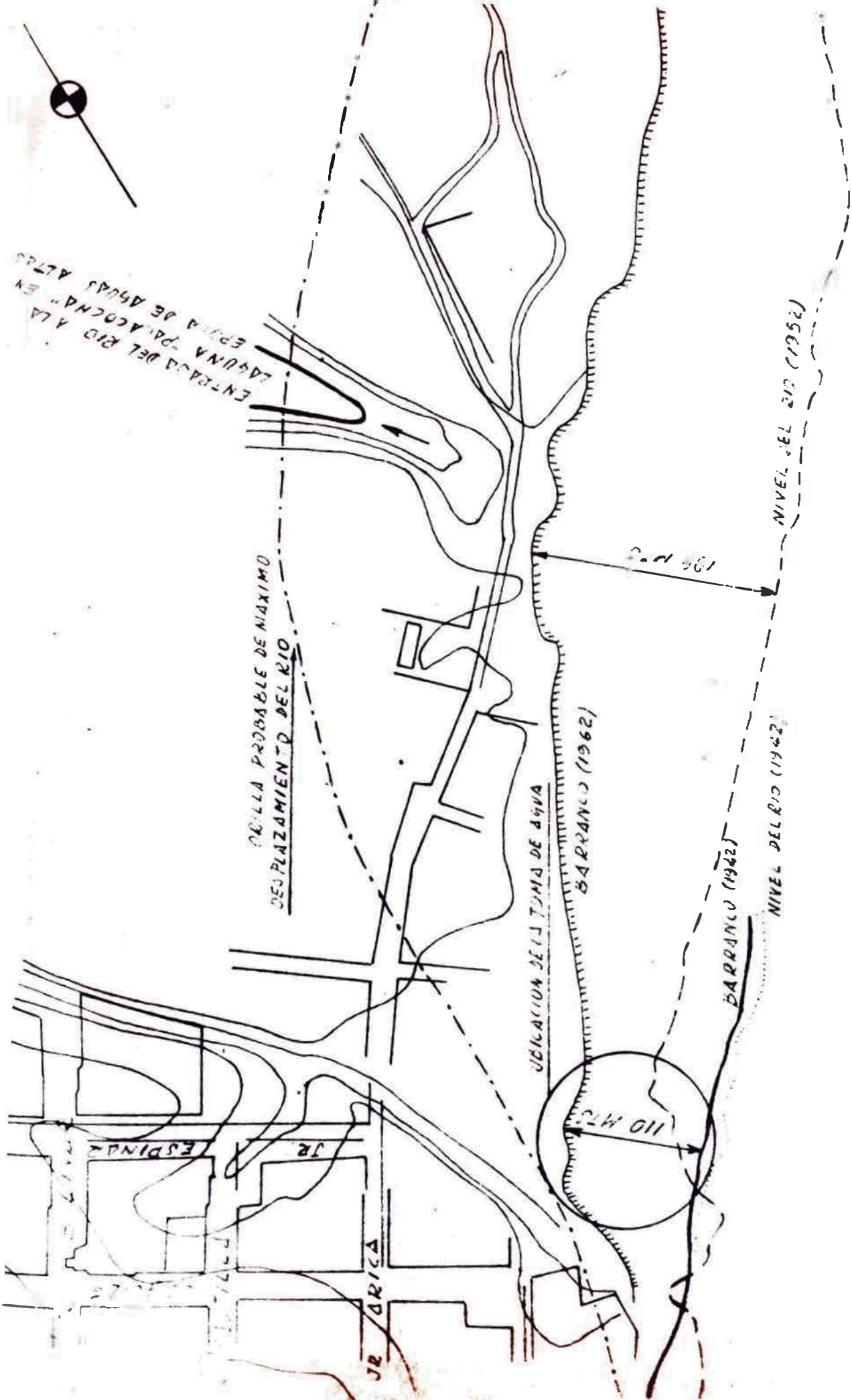
#### TRAZO PROPUESTO :

Visto el planteamiento anterior se ha trazado la línea del Emisor dándole la mayor seguridad posible de tal modo que no dé lugar a la construcción de obras de protección en el caño, de este modo el emisor cruzará a la - profundidad mínima requerida, ya que se supone que no habrá erosión, por la misma razón la zona de descarga se halla alejada de la orilla del río por lo que será necesario construir un canal desde el punto de descarga hasta el río, como esta zona no está habitada no se encontrarán mayores problemas.

#### CALCULO DEL DIAMETRO :

La línea de descarga se calculará para la alternativa de la Primera Etapa.

El emisor trabajará a presión y se inicia en el buzón N° 454.



VARIACION DEL CAUCE DEL RIO UCAYALI

ESCALA - 1:4000

El emisor tendrá que ser calculado para que descarge contra la máxima cota que alcanza el río ó sea la 147.00 mts. (es la condición más desfavorable).

Cota de fondo de buzón N° 454	—	153.45 mts.
Cota de descarga (máxima inundación) -		<u>147.00 "</u>
Altura disponible por perder		6.45 mts.

Adoptando  $\phi$  14",  $Q = 185$  lt/sg.  $V = 1.95$  m/sg.  
 $\phi$  14"  $S = 14 \%$

Longitud del Emisor  $= \frac{6.45}{0.14} = 460$  metros

Al utilizar  $\phi$  14" se está restringiendo la longitud del Emisor ya que la altura disponible es una cantidad fija, de esta manera la línea de descarga queda corta ya que se debe cruzar el caño.

Adoptando  $\phi/ = 16"$  y Longitud = 830 mts.

$Q = 185$  lt/sg.  $V = 1.50$  m/sg.  
 $\phi = 16"$   $S = 7.5 \%$

$h_f = S.L = 0.830 \times 7.5 = 6.20$  mts.

Pérdidas de carga en la línea :

En la entrada :  $h_f = 0.5 \times \frac{(1.5)^2}{19.6} = 0.065$  mts.

En el codo de  $45^\circ$   $h_f = 0.42 \times \frac{(1.5)^2}{19.6} = 0.055$  mts.

En la salida  $h_f = 0.065$  mts.

Pérdida de carga total en el emisor :  $H_t = 6.38$  mts.

Pérdida que es prácticamente igual a la carga disponible, pero esto solo ocurrirá cuando el río alcance su máximo nivel (una vez cada 10 años) la mayor parte del tiempo existirá mayor altura disponible y por lo tanto mejores condiciones hidráulicas.

Máxima presión que soportará la tubería.

Cota de inicio	=	153.45 mts.
Cota de descarga	=	<u>144.00 mts.</u>
Diferencia		9.45 mts. = 15 lbs/# <sup>2</sup>

Se ha escogido tubería de 16" de concreto reforzado para una presión de trabajo de 25 libras.

El punto de descarga se reforzará con un dado de concreto de 1.2 m. de lado.

## EMISOR A PACACOCHA

Se inicia en el buzón N° 548, tiene una longitud total de 190 mt. y penetra 75.0 mt. en la laguna siendo, la cota de descarga la 141.80.

En aguas máximas el río Ucayali alcanza la cota 147.00 mt. y penetra hacia la laguna Pacacocha por el caño que ha formado, lo que origina que esta aumente su nivel.

En el trayecto que recorre el agua del río a la laguna, ocurre una pérdida de carga, asumiendo que exista una pendiente de 4 por mil, y considerando en 500 mts. la distancia la pérdida de carga será :

$$h_f = 0.004 \times 500 = 2.00 \text{ mts.}$$

Luego :

Se puede considerar ó aceptar que el nivel máximo que toma la laguna es la cota =  $147.00 - 2.00 = 145.00$  mts.

En la situación considerada para que el desagüe pueda descargar es necesario de que disponga de carga.

El cálculo de la carga requerida se realizará utilizando los gastos promedios totales actual y futuro.

	<u>Población</u>	<u>Infiltración</u>	<u>Gasto Parcial</u>	<u>Promedio Total</u>
Actual.	2,000	4.9	4.6	9.5
Futuro.	5,000	4.9	11.5	16.4

Como el Emisor trabajará a presión se ha considerado una disminución en el diámetro a 8", se podría utilizar tubería de 6" que dá mejores condiciones de velocidad pero podrían ocurrir atoros en épocas de aguas mínimas, por lo que se ha adoptado  $\phi$  8" que proporciona mejores condiciones de limpieza ó mantenimiento.

Condiciones que se Tienen :

$$\phi = 8'' \quad Q = 9.5 \text{ lt/sg.} \quad V = 0.32 \text{ m/sg.} \quad S = 1.0 \text{ ‰}$$

$$\phi = 8'' \quad Q = 16.4 \text{ lt/sg.} \quad V = 0.55 \text{ m/sg.} \quad S = 2.5 \text{ ‰}$$

Carga Necesaria Promedio :

$$\text{Actual} = 190 \times 0.001 = 0.19 \text{ mts.}$$

$$\text{Futura} = 190 \times 0.0025 = 0.43 \text{ mts.}$$

Lo que dará lugar a que el desagüe tome la cota 145.48 en el buzón N° 548. También existirán represamientos en los buzones Nos. 544, 546, 547 y 549, que tienen cotas de fondo más bajas.

A los dos tramos del Emisor se les ha dado pendiente fuerte para - que en aguas bajas exista una buena velocidad de arrastre.

#### Estructura de Soporte de la Tubería.

Con la finalidad de evitar tender tubería en el lecho de la laguna que podría originar problemas como arenamiento ó asentamientos se han diseñado pilares en los que se apoyarán las losas en la que se anclará la tubería.

a.- Cada pilar constará de :

Zapata de 1.1 x 1.1. x 0.4 mt. con fierro 3/8" cada 20 cms.

Columna de 0.3 x 0.3 x 1.8 mt. con  $\phi$  1/2" y  $\phi$  1/4" cada 20.

Capitel de 0.7 x 0.5 x 0.15 mts.

b.- Losas de apoyo de 4.0 x 0.7 x 0.15 mt. con 6  $\phi$  1/2" y estribos de 3/8" e cada 20 cms.

Los desagües provenientes de la Zona "D" (mostrada en el plano denominado "Zonas Drenadas") que se adjunta a la Memoria, descargan a la Laguna - Pacacocha por ser esta su drenaje natural y ya que con esta solución se evita la construcción de otra planta de bombeo.

La Zona "D" tiene actualmente una densidad de población relativamente baja, debido a que se encuentra practicamente alejada de la zona comercial ó centrica, que es donde esta concentrada la población, esto se certifica con la poca cantidad de viviendas que existe. Por este motivo no se cree necesario inicialmente un tratamiento previo a la descarga del desagüe, debido a que este tendrá un caudal pequeño, pero cuando las necesidades lo indiquen será necesario hacer este tratamiento previo a la descarga.

El tratamiento previo a la descarga podría consistir en principio - de un triyurador con aplicación de cloro, este es un procedimiento efectivo - pero costoso, por tal razón se podría estudiar como alternativa la construcción de un tanque IMHOFF, con el que se obtandría un efluente aceptable a costa de un buen mantenimiento.



## C A P I T U L O   I X

### ANALISIS DE COSTOS

#### TRANSPORTE :

La existencia de la carretera de penetración hace posible el transporte de los materiales que se utilizan en las obras, pero no en forma regular ni rápida, sobre todo en la época de lluvias cuando la carretera se torna prácticamente intransitable. Actualmente se han iniciado los trabajos de pavimentación lo que traerá consigo la baja en el precio del transporte, mayor rapidez y seguridad.

En la actualidad se puede considerar el precio del transporte en S/. 500.00 tonelada, el valor del transporte no es fijo ya que varía de acuerdo a las épocas, llegando a subir hasta S/. 1,000 la tonelada, en época de lluvias.

#### PRECIOS :

Se considerarán los precios actuales en Lima, afectados con el valor del transporte. En lo posible se tratará de utilizar los materiales existentes en la zona.

<u>MATERIAL</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO LIMA</u>	<u>TRANSPORTE</u>	<u>PRECIO TOTAL</u>
Cemento	S/C.	S/ --	--	S/ 42.25
Hormigón	m3.	--	--	140.00
Madera	p2.	--	--	2.60
Fierro 3/8"	kg.	6.60	0.50	7.10
Fierro 1/2"	kg.	6.30	0.50	6.80
Fierro 5/8"	kg.	6.05	0.50	6.55
Ladrillos	Nº	--	--	0.60
Clavos	kg.	7.00	0.50	7.50
Estopa	kg.	10.00	0.50	10,50
Sika Nº 1	Galón	150.00	2.00	152.00
Arena	m3.	00	--	80.00



### JORNALES :

Los jornales que se abonan actualmente en Pucallpa son :

Maestro de obra ó capataz	S/. 90.00
Operarios	50.00
Oficiales	35.00
Peones	22.00

Para el cálculo de los costos hay que agregarle las Leyes Sociales que son : S/. 64.87 % del jornal.

Capataz	S/. 148.50
Operarios	82.37
Oficiales	57.66
Peones	36.25

### RENDIMIENTO :

Se considera que un trabajador de la región selvática rinde prácticamente la mitad de uno de la costa, considerándose en este rendimiento tan bajo lo inclimente del clima y las paralizaciones por lluvias.

### EXCAVACION DE ZANJAS :

La excavación en general será fácil porque el terreno es tipo arcilloso.

No se tropezará con problemas de filtraciones de agua, que conducen a realizar trabajos de entubamiento, ya que la napa de agua se encuentra a una profundidad de 6 mts. (variando según su cercanía al río).

El rendimiento es variable según la profundidad y el ancho de la zanja.

<u>PROFUNDIDAD</u>	<u>ANCHO PROMEDIO</u>	<u>RENDIMIENTO</u>
1.3 - 2.0 mts.	0.80 mts.	2.5 m <sup>3</sup> /día
2.0 - 3.0 "	1.20 "	1.8 "
3.0 - 4.0 "	1.50 "	1.5 "

En base a estos rendimientos asumidos se determinará los costos de excavación, de la siguiente manera :

Profundidad de excavación promedio	=	1.65 mts.
Ancho de zanja promedio	=	0.80 mts.

Volumen por metro de zanja = 1.32 mt<sup>3</sup>  
 Rendimiento = 2.50 mt<sup>3</sup>/día  
 Longitud que se avanza al  
 día  $\frac{2.50}{1.32}$  = 1.90 mts.  
 jornal del peón = S/ 36.30  
 Costo por metro lineal  $\frac{36.30}{1.90}$  = 19.10

De idéntica manera se ha obtenido los costos para las otras profundidades.

<u>PROFUNDIDAD PROMEDIO</u>	<u>ANCHO PROMEDIO</u>	<u>COSTO MTS.LINEAL</u>
2.5 mts.	1.2 mts.	S/ 60.20
3.5 mts.	1.5 mts.	127.00

NIVELACION Y REFINE :

Considerando que 1 maestro y 3 peones hacen 75 mts. por día se tiene :

1 Maestro	S/.	82.37	
3 Peones	"	<u>109.00</u>	
	S/.	191.37	
Costo Unitario	=	<u>191.50</u>	S/.
		75	2.50

RELLENO Y PISONEO :

Considerando que 2 peones hacen 15 mts. diarios se tiene :

2 peones	=	S/.	72.50	
Costo Unitario	=	S/.	<u>72.60</u>	S/.
			15.00	5.00

ELIMINACION DE DESMONTE :

Considerando que 2 peones hacen 25 mts. diarios (considerando un promedio de acuerdo a las diferentes dimensiones de zanjas).

2 peones	=	S/.	72.50	
Costo Unitario	=	S/.	<u>72.50</u>	S/.
			25.00	3.00

COLOCACION Y CALAFATEO :

Tubería de 8".

1.- Colocación.- Cada peón puede bajar 8 tubos ó sea 32 metros.

1 Peón	=	36.25	
Costo Unitario	=	36.25	
		<u>8</u>	= S/. 4.55

2.- Calafateo.- Son necesarios :

2 Calafateadores	S/.	72.50	
2 Peones limpiando ca bezas y preparando mezcla.	S/.	72.50	
		<u>S/. 145.00</u>	

Entre los 4 avanzan 32 metros diarios.

$$\text{Costo Unitario} = \frac{145.00}{32.0} = \text{S/}. 4.55$$

3.- Materiales.- Por metro lineal son necesarios.

			<u>Prec.Unit.</u>	<u>Prec.Tot.</u>
Cemento	0.1	S/C	42.25	4.23
Arena	0.03	m3.	<u>80.00</u>	<u>2.40</u>
Estopa	0.05	kg.	10.50	<u>0.52</u>
			<u>Costo Total :</u>	<u>7.15</u>
COSTO TOAL : MANO DE OBRA			= S/.	9.10
		Materiales	= "	<u>7.15</u>
			S/.	16.25 ~ \$! 16.50

Con idéntico procedimiento se han obtenido los costos de colocación y calafateo de diferentes diámetros :

10"	-----	S/.	17.50
12"	-----	"	19.50
14"	-----	"	20.50
16"	-----	"	22.50
18"	-----	"	25.50
21"	-----	"	29.50

NOTA :

A partir de 16" el Ministerio de Fomento recomienda tubería Hume, en cuyo caso como hay que calafatear por dos lados pa

ra formar la campana (ya que esta tubería viene con anillo de unión independiente y entrará doble cantidad de material).

Calafateo. Cantidad de materiales que se requiere.

<u>Diámetro</u>	<u>Cemento</u>	<u>Arena</u>	<u>Estopa</u>
8"	4.25 Kg.	0.003	0.05
10"	7.00 "	0.004	0.07
12"	8.50 "	0.005	0.08
14"	10.6 "	0.006	0.10
16"	14.20 "	0.007	0.12
18"	17.00 "	0.009	0.14
21"	21.25 "	0.010	0.16

Prueba y Resane de tubería :

Se ha estimado en S/. 3.00 ml.

PRECIOS UNITARIOS DE CONCRETO POR METRO CUBICO :

Concreto 1:3:6 (Equivalente a Hormigón 1:7)

	Nº	Unidad	Prec.Unit.	Prec.Total
Cemento	5.50	S/C	42.25	232.50
Hormigón	1.26	m3.	140.00	176.00
Mano de Obra	16	Horas/Peón	4.53	72.50
Costo Total m3. S/				481,00

Concreto 1:2:4 (Equivalente a Hormigón 1:5)

Cemento	8.4	S/C	42.25	355.00
Hormigón	1.26	m3.	140.00	176.00
Mano de Obra	16	Horas/Peón	4.53	72.50
Costo Total m3. S/				603.50

Mortero 1:3

Cemento	12	S/C	42.25	507.00
Arena	1.0	m3.	80.00	80.00
Mano de Obra	16	Horas/Peón	4.53	72.50
Costo Total m3. S/				659,50

Mortero 1:4

	Nº	Unidad	Prec.Unit.	Prec.Total
Cemento	9.45	S/C	42.25	399.25
Arena	1.16	m <sup>3</sup> .	80.00	92.25
Mano de Obra	16	Horas/Peón	4.53	72.50
Costo Total m <sup>3</sup> .				\$/ 564.00

COSTO DE BUZONES :

Buzones standard de 1.2 mt. de diámetro interior, de concreto simple 1:3:6, para los muros y fondo de 0.15 y 0.20 mt. respectivamente; techo de concreto 1:2:4, reforzado con fierro de 1/2" cada 0.15 mt. en ambos sentidos; tapa y marco de fierro fundido de 1ra. calidad con 100 kgs. de peso total y abertura circular de 21" de diámetro, escalones de fierro de 5/8", espaciados a 0.30 mt., la cara interna será enlucida con mortero 1:3 de 15 cm. de espesor, las esquinas serán redondeadas, el piso enlucido con pendiente 2 % hacia el centro y canaletas a media caña de acuerdo con el diámetro del tubo.

MATERIAL NECESARIO PARA BUZON DE 1 METRO DE PROFUNDIDAD

M A T E R I A L	Nº	Unidad	Prec.Unit.	Prec.Total
Volumen Concreto 1:7				
Paredes	0.64	m <sup>3</sup> .	481.00	308.00
Fondo	0.23	m <sup>3</sup> .	481.00	110.00
Volumen Concreto 1:5				
Tapa	0.22	m <sup>3</sup> .	603.50	133.00
Volumen Mortero 1:3				
Enlucido paredes	0.028	m <sup>3</sup> .	659.50	18.50
"    Tapa	0.022	m <sup>3</sup> .	659.50	14.50
"    Fondo	0.017	m <sup>3</sup> .	659.00	11.20
Armadura Acero 3/8"				
Incluy. Alamb. Nº 16	6.0	kg.	7.10	42.60
Clavos 1.5 kg/buzón	1.5	kg.	7.50	11.25
Encofrado (190 p2. 6 usos)	35	p2.	2.60	91.00
Escalera (3 5/8" de 0.6 mt.)	2.8	kg.	6.55	18.5
Tapa fº.fº. (120 kg 21" ø)	---	Nº	406.00	406.00
Fierro para refuerzo de la tapa de 1/2"	10.0	kg.	6.8	63.00
Materiales Tot. \$/				1233.00



COSTO DE MATERIALES POR METRO ADICIONAL DE PROFUNDIDAD

M A T E R I A L	Nº	UNIDAD	PREC.UNIT.	PRECIO TOTAL
Volumen Concreto (1:7) Paredes	0.64	m3.	481.00	307.90
Volumen concreto (1:3) Paredes	0.028	m3.	659.50	18.50
Armadura de Acero 3/8" incluy. alambre Nº 16	6	kg.	7.10	42.60
Encofrado (190 p2. 6 usos)	35	p2.	2.6	91.00
Escalera (3.5/8' de 0.6 mt.)	2.8	kg.	6.55	18.40
Costo por mt. = 478.40 \$/				

CALCULO DEL COSTO DE UN BUZON DE 2 Mts.

COSTO MATERIALES : \$/ 1,233.00  
478.40  
 \$/ 1,711.40      \$/ 1,712.00

COSTO DE LA MANO DE OBRA :

1. Excavación.  
 Volumen por excavar =  $\frac{\pi}{4} \cdot (1.5)^2 \times 2 = 3.52 \text{ m}^3$   
 Jornales necesarios =  $\frac{3.52 \text{ m}^3}{2.50 \text{ m}^3/\text{diarios}} = 1.5$   
 Costo total = 36.25 x 1.5 = \$/ 55.00
2. Colocación de Formas y vaciado del Buzón.  
 Son necesarios 4 jornales = \$/ 145.00
3. Vestidura del Buzón y Colocación de Media Caña.  
 Son necesarios.  
 2 jornales peones = 72.50  
 1 jornal operario = 82.40  
 154.90      \$/ 155.00
4. Colocación de Techo y Tapa.  
 Son necesarios 3 jornales      \$/ 109.00  
 Costo Total Mano de Obra      \$/ 464.00



Costo Total de un Buzón de 2 Metros : S/. 2,176.00

CALCULO DEL COSTO DE UN BUZON DE 4 METROS :

Costo Total de Materiales : S/. 2,669.00

Costo Mano de Obra :

1. Excavación.

$$\text{Volumen por excavar} = \frac{\pi}{4} (1.5)^2 \times 4 = 7.04 \text{ m}^3.$$

$$\text{Rendimiento} = 1.5 \text{ m}^3/\text{día}.$$

$$\text{N}^\circ \text{ Jornales} = \frac{7.04}{1.50} = 4.7$$

$$\text{Costo total} = \text{S}/. 36.25 \times 4.7 = \text{S}/. 171.00$$

2. Colocación de Formas y Vaciado del Buzón.

$$\text{Son necesarios 10 jornales} = \text{S}/. 363.00$$

3. Vestidura del Buzón y Colocación de Media Caña.

$$\text{Son necesarios : 2 jornales operarios} = \text{S}/. 165.00$$

$$2 \text{ jornales peones} = \text{S}/. 181.00$$

$$\text{Costo Total : S}/. 346.00$$

4. Colocación de techo y Tapa.

$$\text{Son necesarios 3 jornales} = \text{S}/. 109.00$$

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA : S/. 989.00

$$\text{Costo Total de un Buzón de 4 Metros} = \text{S}/. 3,658.00$$

CONSIDERANDO UNA VARIACION LINEAL EN LOS PRECIOS SE HA OBTENIDO :

<u>Profundidad Buzón</u>	<u>Precios</u>
1.40 mts.	S/. 1,720.00
1.75 mts.	S/. 2,000.00
2.25 mts.	S/. 2,360.00
2.75 mts.	S/. 2,720.00
3.25 mts.	S/. 3,120.00
3.75 mts.	S/. 3,400.00
4.2 mts.	S/. 3,810.00
5.9 mts.	S/. 5,100.00
4.71 mts.	S/. 4,200.00
6.11 mts.	S/. 5,300.00

ESTACION DE BOMBEO :

Excavación.- De igual manera que para la red el rendimiento será variable.

Rendimiento.- Se ha considerado :

<u>Profundidad</u>	<u>Rendimiento</u>
0 - 2 mts	2.5 mt <sup>3</sup> /día
2 - 3 "	1.8 " "
3 - 4 "	1.5 " "
4 - 5 "	1.2 " "
5 - 6 "	0.8 " "
Mayor de 6 mts.	0.5 " "

Concreto 1:2:4 por metro cúbico.

	Número	Unidad	Precio Unitar.	Precio Total
Concreto 1:2:4 puesto en obra	1	mt <sup>3</sup> .	605.50	603.50
Encofrado 60 p2. (6 usos)	10	p2.	2.60	26.00
Mano de obra	36	hor/peón	4.53	163.10
Vaciado y y apisonado	4	hor/peón	4.53	18.10
Clavos	0.5	kgs.	7.50	3.75
Costo Total			S/.	815.00

Enlucido de mortero 1:3 por m2. (con Sika)

Enlucido con 2 cm. de espesor	0.02	mt <sup>3</sup> .	659.50	13.20
Mano de obra	3.5	hor/peón	4.53	14.30
Impermeabilización con Sika N° 1, en proporción 1:10	0.6	lts.	40.20	24.20
Costo Total			S/.	53.00

METRADO Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE DESAGUES DOMESTICOS PARA LA

CIUDAD DE PUCALLPA

D E S C R I P C I O N

UNID. CANTIDAD PREC. UNIT. COSTO TOTAL

COLECTORES :

A.-- Movimiento de Tierras.--

Excavación de zanjás, considerando un ancho promedio de 0.80 mt. y una profundidad promedio de 1.65 mts.

mts. 35,922 19.10 686,110.00

Excavación de zanjás, considerando un ancho promedio de 1.20 mt. y una profundidad promedio de 2.50 mts.

mts. 9,450 60.20 568,890.00

Excavación de zanjás, considerando un ancho promedio de 1.50 mt. y una profundidad promedio de 3.50 mts.

mts. 1,080 127.00 137,160.00

Nivelación de zanjás y preparación de hoyos para las uniones.

mts. 46,452 2.50 116,130.00

Relleno y pisoneo de zanjás.

mts. 46,452 5.00 232,260.00

Eliminación de desmonte.

mts. 46,452 3.00 139,356.00

B.-- Tuberías.--

Esta partida comprende la adquisición, transporte y colocación de tuberías de concreto normalizado, incluyendo 3% de roturas y pérdidas.

Tubería de concreto simple normalizado de 8" de diámetro, de unión espiga y campana, con 64 Kgs. de peso, 1.00 mt. de largo y 10 libras.

mts. 44,517 34.00 1,513,578.00

Tubería de concreto simple normalizado de 10" de diámetro (con las mismas características que las anteriores) con 88 Kgs. de peso.

mts. 1,316 46.00 60,536.00

Tubería de concreto simple normalizado de 12" de diámetro (con las mismas características que las anteriores) con 110 Kgs. de peso.

mts.- 744 59.00 43,896.00

METRADO Y PR ESUPUESTO DEL SISTEMA DE DESAGUES DOMESTICOS PARA LA

CIUDAD DE PUCALLPA

<u>D E S C R I P C I O N</u>	<u>UNID.</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PREC. UNIT.</u>	<u>COSTO TOTAL</u>
Tubería de concreto simple normalizado de 14" de diámetro, unión machihembrada, con 122 Kgs. de peso y 10 libras de presión.	mts.	562	67.50	37,935.00
Tubería de concreto simple normalizado de 16" de diámetro, unión machihembrada con 145 Kg. de peso y 10 libras de presión.	mts.	424	78.00	33,072.00
Tubería de concreto simple normalizado ó de concreto reforzado de 21" de diámetro, tipo Hume, con 200 Kgs. de peso.	mts.	268	174.00	46,685.00
Transporte de la tubería (Lima - Pucallpa).	tons.	3,237	500.00	1'618,500.00
Tendido y calafateo de Tubería de 8"	mts.	43,220	16.50	713,130.00
Tendido y calafateo de Tubería de 10"	mts.	1,278	17.50	22,365.00
Tendido y calafateo de Tubería de 12"	mts.	722	19.50	14,079.00
Tendido y calafateo de Tubería de 14"	mts.	546	20.50	11,193.00
Tendido y calafateo de Tubería de 16"	mts.	426	22.50	9,585.00
Tendido y calafateo de Tubería de 21"	mts.	260	29.50	7,670.00
Prueba y resane de tubería.	mts.	46,452	3.00	139,356.00
Refuerzo de concreto en colectores, concreto 1:2:4, con 20 Kgs. de fierro por metro lineal.	mts.	638	215.00	137,170.00
<b>II. BUZONES : (Con un total de 570 )</b>				
Buzones standard de prof. entre 1.3 a 1.5 mt.	Nº	283	1,720.00	486,760.00
Buzones standard de prof. entre 1.5 a 2.0 mt.	Nº	133	2,000.00	266,000.00
Buzones standard de prof. entre 2.0 a 2.5 mt.	Nº	80	2,360.00	188,800.00
Buzones standard de prof. entre 2.5 a 3.0 mt.	Nº	40	2,720.00	108,800.00
Buzones standard de prof. entre 3.0 a 3.5 mt.	Nº	20	3,120.00	62,400.00
Buzones standard de prof. entre 3.5 a 4.0 mt.	Nº	7	3,400.00	23,800.00

MEMORANDO ADY PR ESUPUESTO DEL SI ST EN DESAGUES DOMESTICOS PARA LA

CIUDAD DE PUCALLPA

DESCRIPCION	UNID.	CANTIDAD	PR EC. UNIT.	COSTO TOTAL
Buzones standard con prof. de 4.2 mts.	N°	2	3,810.00	7,620.00
Buzones standard con prof. de 4.7 mts.	N°	1	4,200.00	4,200.00
Buzones standard con prof. de 5.9 mts.	N°	2	5,100.00	10,200.00
Buzones standard con prof. de 6.1 mts.	N°	1	5,300.00	5,300.00
Buzones con caída promedio de 1.60 mts.	N°	40	700.00	28,000.00
<u>Buzones especiales con un total de 15.</u>				
Impermeabilización con SIKA N° 1, a razón de 20 mts. m <sup>2</sup> . por buzón.	m <sup>2</sup> .	300	40.00	12,000.00
Refuerzo de fierro, a razón de 70 kg. por m <sup>2</sup> . ó 45 kg. por metro de profundidad.	Kg.	1,800	8.00	14,400.00
<b>III. LINEA DE BOMBEO : (Hasta el buzón N° 451).</b>				
Tuberías de fierro fundido centrifugado de espiga y campana, con unión Tyton ó similar, alquitrinado interior y exteriormente en largos de 6 mts. (el precio incluye transporte).				
Tubería de 8" de diámetro.	mts.	15	284.00	4,260.00
Tubería de 10" de diámetro.	mts.	230	377.00	86,710.00
Tubería de 12" de diámetro.	mta.	775	486.00	376,650.00
Tubería de 14" de diámetro.	mts.	747	635.00	474,345.00
<u>Accesorios (Precios incluyendo transporte)</u>				
Codos de 2 campanas de 10" x 45°	N°	1	1,145.00	1,145.00
Codos de 2 campanas de 10" x 90°	N°	1	1,250.00	1,250.00
Codos de 2 campanas de 12" x 45°	N°	1	1,600.00	1,600.00
Codos de 2 campanas de 12" x 90°	N°	1	1,690.00	1,690.00
Codos de 2 campanas de 14" x 90°	N°	1	2,150.00	2,150.00



METRADO Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE DESAGUES DOMESTICOS PARA LA

CIUDAD DE PUCALLPA

DESCRIPCION		UNID.	CANTID.	PREC.UNITARIO	COSTO PARC.
Reducciones de 2 campanas de 14" x 12"		Nº	1	2,300.00	2,300.00
Válvulas de compuerta con bridas de 4"		Nº	1	1,065.00	1,065.00
Válvulas de compuerta " " 6"		Nº	1	1,615.00	1,615.00
Válvulas de compuerta " " 8"		Nº	2	2,215.00	4,430.00
Válvulas de compuerta " " 10"		Nº	1	3,030.00	3,030.00
Válvulas de compuerta " " 12"		Nº	1	3,990.00	3,990.00
Válvulas de compuerta " " 14"		Nº	1	7,690.00	7,690.00
Válvulas Check ó de retención de 10"		Nº	1	4,675.00	4,675.00
Válvulas Check " " 12"		Nº	1	6,470.00	6,470.00
Válvulas Check " " 14"		Nº	1	8,300.00	8,300.00
Tees de campana de 12" x 8"		Nº	1	1,660.00	1,660.00
Tees de campana " 14" x 10"		Nº	1	2,250.00	2,250.00
Tees de campana " 10" x 4"		Nº	1	1,100.00	1,100.00
Tees de campana " 12" x 6"		Nº	1	1,570.00	1,570.00
Tees de campana " 14" x 8"		Nº	2	2,150.00	4,300.00
Válvulas de aire " 1 3/4"		Nº	3	910.00	2,730.00
Válvulas de " " 2"		Nº	2	960.00	1,920.00
Válvulas de " " 1 1/2"		Nº	1	860.00	860.00
Buzones para inspección de válv. con tapa de fº fº		Nº	3	500.00	1,500.00
Cajas para válvulas con tapa de señal		Nº	4	150.00	600.00
Collares de fº fº de 12"		Nº	10	570.00	1,570.00
Collares de fº fº " 14"		Nº	8	675.00	5,400.00





**METRADO Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE DESAGUES DOMESTICOS PARA LA**

**CIUDAD DE PUCALLPA**

DESCRIPCION	UNID.	CANTIDAD	PREC. UNIT.	COSTO PARCIAL
Tendido de tubería	mts.	166	6.00	996.00
Prueba de tubería.	mts.	166	3.00	498.00

**V. EQUIPOS Y ACCESORIOS :**

Equipos y accesorios de bombeo que comprenden :

Bombas de eje vertical, motores eléctricos, flotador, res, contractores electromagnéticos, llaves de interrupción y accesorios para la instalación.

Accesorios de acuerdo al número de bombas :

Codos de 4" x 90°	N°	27	308.00	8,316.00
Válvulas de compuerta de 4"	N°	18	1,065.00	19,170.00
Válvulas Check ó de retención de 4"	N°	9	2,170.00	19,530.00
Reducciones de 8" x 4"	N°	1	600.00	600.00
Reducciones de 10" x 4"	N°	2	840.00	1,680.00
Reducciones de 12" x 4"	N°	1	1,050.00	1,050.00
Tubería de 4" de f° f° con bridas y empaq.	mts.	50	186.00	9,400.00

Entrada del desagüe a la Estación de Bombeo :

Válvula de compuerta de 16"	N°	1	9,835.00	9,835.00
Válvula de compuerta de 14"	N°	1	7,690.00	7,690.00
Válvula de compuerta de 12"	N°	1	3,985.00	3,985.00
Válvula de compuerta de 10"	N°	1	3,030.00	3,030.00
Collares de f° f° de 12"	N°	2	570.00	1,140.00
Collares de f° f° de 10"	N°	2	460.00	920.00
Collares de f° f° de 8"	N°	4	365.00	1,460.00

**VI. EMISOR A PACACCOCHA :**

Excavación de zanjas, considerando un ancho promedio de 1.2 mt. y una prof. prom. de 2.4 mts.

	mts.	115.0	58.00	6,670.00
--	------	-------	-------	----------

METRADO Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE DESAGUES DOMESTICOS PARA LA

CIUDAD DE PUCALLPA

<u>D E S C R I P C I O N</u>	<u>UNID.</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PREC. UNIT.</u>	<u>COSTO PARCIAL</u>
Nivelación y refino de zanjas.	mts.	115.0	2.50	288.00
Relleno y pisoneo de zanjas.	mts.	115.0	5.00	575.00
Tubería de concreto reforzado de 10 libras, inclu- yendo 3 % de pérdidas y precio de transporte, diá- metro 8"	mts.	196	34.00	6,664.00
Tendido y calafateo de tubería.	mts.	190	20.00	3,800.00
Prueba y resane.	mts.	190	3.00	570.00
<u>Estructura de Apoyo del Emisor.-</u>				
Concreto 1:2:4	mts.	22	604.00	13,288.00
Fierro de construcción doblado y colocado	Kgs.	1,190	8.00	9,520.00
Entibado a razón de 45 p2 por m3. de excavación, - considerando 50 % recuperable.	p2.	800	2.60	2,080.00
Excavación para zapatas.	mt3.	36	15.00	540.00
Alquiler de bomba.	días	20	200.00	4,000.00
Abrazaderas para anclar tubería.	Nº	40	185.00	7,400.00
<u>VII. EMISOR DE AGUAS SERVIDAS :</u>				
<u>Línea de Descarga.-</u>				
Excavación de zanjas, considerando un ancho prome- dio de 1.0 mt. y una prof. prom. de 1.70 mt.	mts.	830	24.50	20,335.00
Nivelación de zanjas y preparación de hoyos para - las uniones.	mts.	830	2.50	2,075.00
Relleno y pisoneo de zanjas.	mts.	830	5.00	4,150.00
Tub. de concreto reforzado de 16" de diámetro y de 25 lbs. de presión, incluyem 3% por roturas y pérdi- das y precio de transporte.	mts.	855	220.00	188,100.00

METRADO Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE DESAGUES DOMESTICOS PARA LA

CIUDAD DE PUCALLPA

<u>D E S C R I P C I O N</u>	<u>UNID.</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>PREC. UNIT.</u>	<u>COSTO PARCIAL</u>
Tendido y calafateo de tubería de 16"	mts.	830	22.50	18,675.00
Prueba y resane de tubería de 16"	mts.	830	3.00	2,490.00
Construcción de canal de tierra, desde la descarga hasta el río, nivelado con pendiente hacia este	mts.	320	115.00	36,800.00
<u>Refuerzo en la descarga.</u>				
Dado de concreto 1:2:4, con 1.2 m. de lado.	mt <sup>3</sup> .	1.75	603.50	1,057.00
Armadura (30 Kg/m <sup>3</sup> ) doblado y colocado.	Kgs.	53	8.00	424.00
Rejas en buzón N° 454.	N°	1	200.00	200.00

VIII. ESTACIONES DE BOMBEO DE LAS ZONAS A - B - C - E:

Movimiento de Tierras.-

Excavación considerando que el método de construcción sea por hundimiento.

Profundidad de 0 mts. a 2 mts.	mts.	542	14.50	7,859.00
Profundidad " 2 " " 3 "	mts.	271	20.00	5,420.00
Profundidad " 3 " " 4 "	mts.	271	24.00	6,504.00
Profundidad " 4 " " 5 "	mts.	271	30.00	8,130.00
Profundidad " 5 " " 6 "	mts.	239.5	45.00	10,778.00
Profundidad mayor de 6 metros.	mts.	673.50	72.50	50,279.00

Eliminación de desmonte considerando 20 % de esponjamiento.

	mts.	2,745	10.00	27,450.00
--	------	-------	-------	-----------

Construcción enterrada y exterior.-

Concreto 1:2:4 (construido)

	mts.	496	815.00	404,240.00
--	------	-----	--------	------------

Armadura de acero, considerando 120 Kgs./m<sup>3</sup>. de concreto, doblado y colocado.

	Kgs.	59,520	8.00	476,160.00
--	------	--------	------	------------

Enlucido con mortero 1:3:4 e impermeabilizado con SIKKA N° 1, en proporción 1:10

	mt. <sup>2</sup>	1,571	53.00	83,263.00
--	------------------	-------	-------	-----------

Diversos (rejas, escaleras, barandas, ventanas, muros, tarrajeos, pintura etc) estimado por estación de bombeo.

	N°	10,000	4	40,000.00
--	----	--------	---	-----------